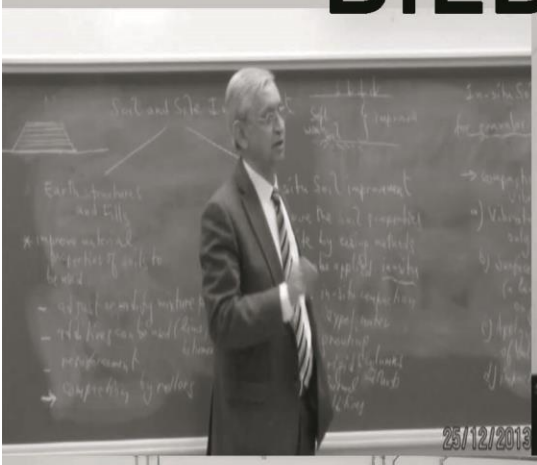
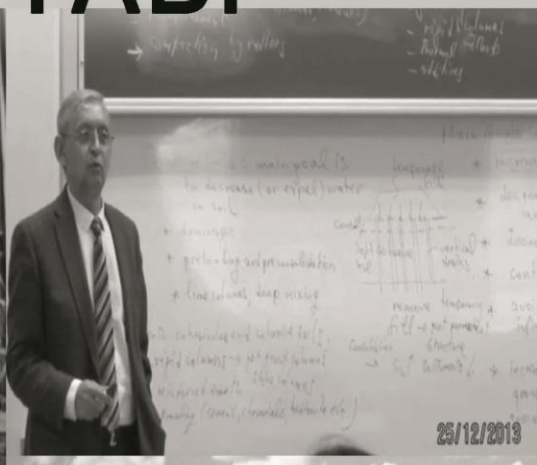
# Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN

# GEOTEKNİKTE GELİŞMELER VE DENEYİMLER SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI





DAVUTPAŞA KONGRE ve KÜLTÜR MERKEZİ
*İSTANBUL*

Yıldız Teknik Üniversitesi
*İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü*
*Geoteknik Anabilim Dalı*

**2 HAZİRAN 2014**

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

# *Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Onuruna Geoteknikte Gelişmeler ve Deneyimler Sempozyumu*

*BİLDİRİLER KİTABI*

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**
**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ**
**GEOTEKNİK ANABİLİM DALI**

2 HAZİRAN 2014

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**
**DAVUTPAŞA KONGRE ve KÜLTÜR MERKEZİ**

İSTANBUL

# SEMPOZYUM DÜZENLEME KURULU

- Prof. Dr. Mehmet BERİLGEN
- Prof. Dr. Mustafa YILDIRIM
- Doç. Dr. Havvanur KILIÇ
- Doç. Dr. Pelin ÖZENER
- Doç. Dr. Şükrü ÖZÇOBAN
- Doç. Dr. Cem AKGÜNER
- Yard. Doç. Dr. Saadet BERİLGEN
- Yard. Doç. Dr. Doğan ÇETİN
- Yard. Doç. Dr. Murat TONAROĞLU
- Öğr. Gör. Dr. Murat E. SELÇUK
- Arş. Gör. Mustafa KİRKİT
- Arş. Gör. Selçuk DEMİR
- Arş. Gör. Ali COŞANDAL

Sayın Rektörler, Sayın Dekanlar, Değerli Öğretim Üyesi Arkadaşlarım ve Meslektaşlarım, Çok Sevgili Eski ve Yeni Öğrencilerim, Saygıdeğer Konuklar- hepinizi saygı ve sevgi ile selamlıyorum.

Burada olmanızdan büyük mutluluk duyduğumu belirtirken, teşekkür ve minnet duygularımı ifade etmek istiyorum. Hepiniz sağ olun, var olun!

Toplantının başında söz alan Yıldız Teknik Üniversitesi'nin değerli yöneticilerine hakkımda ifade ettikleri olumlu düşünceler için çok teşekkür ediyorum.

Toplantıyı düzenleyen arkadaşlarımın hazırladıkları resimler eşliğinde ve sunuş düzeni içinde söz alan çok değerli dostlarım, benim hayatımdan kesitleri çok güzel ve hak ettiğimden emin olamadığım derecede övücü sözler ile sizlere aktardılar, hepsine çok teşekkür ediyorum.

Bütün bu hakkımda söylenenlerden sonra ben düşüncelerimi ifade etmekte zorlanacağım. Herhalde ilk söylemem gereken, hayatın her aşamada bana çok iyi davrandığı, çok şanslı bir insan olduğum, ailemle, yakınlarımla ve sizler gibi dostlarla birlikte bugüne kadar sağlıklı ve mutlu bir yaşam sürdüğüm için Tanrı'ya şükretmek olmalı. Bu özel günümde, rahmetli babam ve çok yakın zamanda kaybettiğim ağabeyim Oktay Özaydın'ın bunu paylaşamamasına üzülüyorum. Sevgili Oktay bütün yaşamım boyunca olduğu gibi bugün de burada benim yanı başımda olmalı idi, umarım bir yerlerden bizi görüyor ve hissediyordur. Sevgili anneciğim ise sağlık durumu bu tür uzun toplantıları kaldırabilecek düzeyde olmadığı için aramızda değil, kendisine buradan sevgi ve saygılarımı yolluyorum, umarım burada yapılan video kaydını kendisine seyrettirebilirim.

Geriye dönüp baktığımda, yaşamım boyunca yaptığım işlerden genel olarak mutluluk duyduğumu ve tatmin olduğumu görüyorum. İnsanlar bana iyi davrandı, ben de işimi elimden geldiğince iyi yapmak ve sorumluluklarımı yerine getirmek gayreti içinde oldum, bazen kırıcı-incitici davranışlarım olduğunda yakınlarım-dostlarım iyi niyetimden şüphe etmeyerek hep hoşgörülü davrandı. Bütün bunlar benim şanslı bir insan olduğumu gösteriyor.

Bu salonda beni 11 yaşımdan beri tanıyan arkadaşlarım yanında, yaşamımın değişik aşamalarında pek çok şeyi paylaştığım çok sayıda dost ve arkadaş bulunuyor, hepsine hem

paylaştığımız mutluluklar hem de bugün burada oldukları için çok teşekkür ediyorum. Hepinizi çok seviyorum, sağ olun- var olun.

Emekliliğe ayrılmaları vesilesi ile düzenlenen törenlerde, katılımcılar emekliye ayrılan yaşlı insanlardan herhalde bazı anılar yanında, hayata bakışları, meslekleri ve deneyimlerine ilişkin bazı görüş ve değerlendirmeler duymak isterler. Fakat bizim gibi mesleği "anlatmak" olan insanlar için bile böyle bir günde, nasihat ediyor havası yaymadan, görüşlerini ifade etmenin çok kolay olmadığını yaşayarak öğreniyorum.

Herhalde öncelikli olarak kendi yaşam felsefem ve mesleğime bakış açıma ilişkin bazı düşüncelerimi sizinle paylaşmam uygun olacaktır diye düşünüyorum. Belki de Anadolu'nun tam ortasında, geniş ovaların merkezinde yer alan ve Anadolu Selçuklu İmparatorluğu'na başkentlik etmiş, bağrında Mevlana'yı barından Konya'da doğmuş ve ilk gençlik yıllarını geçirmiş olmamın etkileri altında kişiliğim oluşmaya başladı. Aile ortamının güven veren atmosferi ve yatılı okulda edinilen sıcak arkadaşlıkların etkisi altında oluşan kişiliğimin önemli bir parçasının kendime güven duygusunun gelişmesi olduğunu düşünüyorum. İnsan gençliğinde pek fark etmediği bu duygunun ne kadar önemli olduğunu özellikle yurt dışı ortamlarında daha iyi anlıyor. Dolayısıyla, gençlere ilk önerim çocuklarınızı kendine güven duygusu gelişmiş olarak yetiştirmeye gayret edin.

İlk ve orta öğretim dönemlerime ilişkin bazı olumlu-olumsuz saptamalarımı ise şöyle ifade edebilirim: Aşırı rekabet duygusunun kişilikleri ezmediği ve insanları psikolojik baskı altına almadığı bir ortamda yetişmenin olumlu yansımalarını yaşamım boyunca hissettim. Burada kastettiğim sadece ders çalışma-yüksek not alma baskısı değil, aynı zamanda çok başarılı sporcu olma beklentisi, karşı cinsin gözünde çok çekici ve popüler olma duygusu, herkesten farklı ve iyi giyinme hevesi gibi gençleri yetişme çağında psikolojik olarak çok olumsuz etkileyebilecek baskılardan olduğunca uzak bir ortamda yetişmiş olmanın bir nimet olduğunu daha sonraki yıllarda farkettim. Bizim ortamımızda çok çalışmak ve yüksek not almak zaten ayıp karşılanırdı, beden eğitimi dersinden ikmale kalmak eğlenceli bir durum olarak kabul edilirdi, hemen hemen hiç birimizin kız arkadaşı yoktu ve hepimiz aynı üniforma kıyafet ile dolaşırdık! Benim olumlu bir ortamın unsurları olarak tanımladığım bu durumların bugün ne kadar geçerli olduğunu sizlerin ve genç anne-babaların takdirine bırakıyorum.

Ne derece öyledir bilmiyorum ama bu ortamın olumsuz addedilebilecek tarafı ise, modern kapitalist toplumun aradığı derecede rekabetçi kişiliklerin gelişmesini engellemesi olarak düşünülebilir. Genç beyinlerin daha rekabetçi bir ortam içinde, daha fazla çalışmaya ve kendini zorlamaya teşvik edilmesi, herhalde ileriki yıllarda sadece daha becerikli iş adamları değil, aynı zamanda daha iddialı bilim, sanat ve spor insanlarının yetişmesi olasılığını artırıcı bir etki yaratabilmektedir. Bunlardan (olumlu-olumsuz olanlardan) hangisinin daha baskın olduğuna karar verebilmek benim bilgi dağarcığımı aşmaktadır.

Benim insanlarda değer verdiğim önemli özelliklerden birisinin sorumluluk duygusunun gelişmiş olması olarak ifade edebilirim. Her yaşta insan için geçerli olduğunu düşündüğüm bu olumlu özelliğin insanların gerek yakın çevresi içinde gerekse toplumun genelinde kazanacağı güvenirlilikle de yakından ilişkili olduğunu düşünüyorum. Burada güvenirlilik konusunu biraz açmak gerekirse, benim kastettiğim her insan olması gereken ama maalesef günümüzde meziyet olarak zikredilen namuslu ve dürüst olmanın ötesinde. İnsanın dili, davranışı, duruşu, diğer insanlarla ilişkileri gibi konularda güvenilir olması benim kastettiğim. Ve bunun sorumluluk duygusu ile yakından ilişkili olduğunu düşünüyorum. Sorumluluk sahibi olmayı sadece yakın çevresine ve işine karşı değil, aynı zamanda ülkesine, insanlara ve genel olarak evrensel değerlere karşı da sorumluluk olarak hissetmek, kendi üstüne düşen görev ve sorumlulukları elinden geldiğince en iyi yerine getirmeye çalışmak olarak değerlendiriyorum. Ve bu özelliklere sahip bir insanın aynı zamanda güvenilir bir insan olacağını düşünüyorum.

Kendi mesleğimizle ilgili örnekleme yapmak gerekirse, bir öğretim elemanı öğrencilerine her ortamda bilgisini ve deneyimlerini aktarmak için elinden gelenin en iyisini yapmalı, değişik

mazeretler arkasına sığınarak sorumluluklarından kaçmamalı diye düşünüyorum. İster lisans, ister lisansüstü düzeyde dersler olsun, isterse tez yönetimi, her öğretim elemanının, karşısındaki öğrencinin onun üzerinde hakkı olduğunun bilincinde olması, onun yaşamında belki de ilk ve son defa sahip olacağı belirli bir konuyu öğrenme hakkını engellemenin vebalinin büyük olacağını aklından çıkarmaması gerektiğine inanıyorum.

Sorumluluk duygusu aynı zamanda insanları talip olacakları görevler ve makamlar açısından da sınırlayan, tekrar tekrar düşünmeye yönlendiren bir duygu olarak değerlendirilebilir. Sorumlu bir insan önce kendi işini en iyi şekilde yapmalı, daha sonra başka görevlere talip olmalı diye düşünüyorum. Doğrusunu isterseniz kendi işinde-mesleğinde başarılı olamamış insanların başkalarını, kurumları ve hatta ülkeyi idare etmeye soyunmalarını hiçbir zaman anlayamamışımdır.

İnsanların sahip olmayı en çok arzu ettikleri özellikler arasında herhalde herkes tarafından sevilme isteği önde gelir, ancak bunun bir reçetesi olduğunu düşünmüyorum. Herhalde güler yüzlü olmak, insanlarla iyi geçinmek, onları kırmamaya çalışmak, iyiliksever ve yardımsever olmak gibi pek çok özellik sayılabilir, ancak galiba insanları ayrıştırıcı değil birleştirici, dışlayıcı değil kucaklayıcı ve en önemlisi herkese karşı adil olmak çok önemlidir diye düşünüyorum.

Konuşmamın başında nasihat eder duruma düşmemeye gayret edeceğimi söylemiştim, ama konuşma tam tersi yönde gelişti galiba. Onun için bu genel düşünce ve değerlendirmelere ek, mesleğimize yönelik bazı düşüncelerimi sizlerle paylaşmak istiyorum. Mesleğim denince, ben öğretim üyesi ve aynı zamanda bir mühendis olmamı birinden pek ayrı düşünmüyorum. Bir öğretim üyesinin öğrencilerine karşı sorumluluğuna daha önce değinmiştim, ama bu konu ne kadar vurgulansa yeridir diye düşünüyorum. Doğrusu öğrenciyi ve ders vermeyi sevmeyen bir insanın bir öğretim kurumunda yeri olmaması gerektiğine inanıyorum. Bunun yanında bir üniversite öğretim üyesinin mutlaka araştırmacı yönünün de önemli olduğuna, bunun için araştırma projeleri içinde yer alması, lisansüstü tez yönetimi üstlenmesi ve araştırma sonuçlarını bilimsel yayınlarda sunması gerektiğine şüphe yok. Eğitim-öğretim ve araştırma etkinlikleri yanında, özellikle mühendislik alanlarında, mesleki gelişmeleri takip etmek ve uygulamaların içinde yer almak ta önem taşımaktadır. Aslında bu 3 unsur, mühendislik dallarında iyi bir öğretim üyesi olmak için gerekli 3 saç ayağı şeklinde düşünülebilir. Bunlar arasında dengeyi iyi kurmak ve öncelik sırasını (eğitim/öğretim-araştırma-uygulama) bozmamak önem taşımaktadır. Ayrıca, bunların birbiri ile geçişli olması durumunda, hem araştırmaların daha uygulamaya/sanayiye yönelik olması, hem de teknolojideki gelişmelerin derslere/öğretime/araştırmaya aktarılması açılarından büyük yararlar sağlanacağı açıktır. Üniversitemiz, son yıllarda sanayi- üniversite işbirliğinin geliştirilmesi, teknoloji üreten bir üniversite olma doğrultusunda önemli yatırımlar ve atılımlar yapmaktadır, umarım önümüzdeki yıllarda bunun olumlu sonuçlarına ulaşılacaktır.

Bu arada sıkça yapıldığı gibi temel bilimlerin önemini göz ardı etme tuzağına düşmemek gerekmektedir. Temel bilimlerde gelişmeler olmadan teknolojiden büyük sıçramalar yapmak genel olarak mümkün olmamaktadır. Ancak mühendislik, temel bilimleri teknolojiye dönüştürmede önemli bir işlev üstlenmekle kalmamakta, aynı zamanda temel bilim araştırmalarını yönlendirici olabilmektedir.

Genel olarak inşaat mühendisliği ve özel olarak geoteknik mühendisliği konularında düşüncelerimi de kısaca ifade etmek istiyorum. İnşaat mühendisliği ilk bakışta oldukça basit teknolojilere dayanan ve uygulanmasında uzman iş gücüne ihtiyaç olmayan bir meslek dalı olarak görülebilir. Bu algıda inşaat mühendisliğinin ilk bakışta sadece bina mühendisliği olarak düşünülmesinin payı vardır (ki son yıllarda inşa edilen çok yüksek binalar göz önüne alındığında bunun da küçümsenecek bir iş olmadığı açıktır). Ancak inşaat mühendisliğinin bina yapımı ötesinde, insanların hemen hemen tüm ihtiyaçlarını karşılamaya yönelik alt yapı ve üretim tesislerinin yapımında önemli bir işlevi olduğu açıktır. Diğer taraftan, inşaat mühendisliğinin değişik üretim aşamalarında görev alan elemanların yeterli eğitim ve uzmanlık ehliyetine sahip

olmadığı gerçeğini yadsımak mümkün değildir ve maalesef bunun acı sonuçlarını zaman zaman yaşamaktayız.

Geoteknik mühendisliği inşaat mühendisliğinin önemli bir alt disiplinini oluşturmaktadır. Araştırma, yerinde test etme ve uygulamanın en çok iç içe olduğu bir meslek dalı olduğunu düşündüğüm bu dalda, mesleki deneyimin önemini vurgulamak gerekmektedir. Bunun yanında, tasarım ve uygulama aşamalarının her adımında, objektif ve güvenilir değerlendirme-denetim sistemlerinin işletilmesi büyük önem taşımaktadır. Bazı olumsuz örnekler ve uygulamalarla karşılaşılsa da, genel olarak ülkemizde geoteknik mühendisliğinin gelişme seviyesinin ileri ülkelerden çok geride olmadığını düşünüyorum. Ülkemizde ve uluslararası düzeyde Türk şirketlerince üstlenilen çok iddialı inşaat projelerinde, en ileri geoteknik mühendisliği uygulamaları hayata geçirilebilmektedir. Bu tür teknolojileri uygulayan bazı firma temsilcilerinin de salonumuzda olduklarını biliyorum. Diğer pek çok alanda olduğu gibi, bizim alanımızda da uygulayıcı firmaların üniversitelerimizle daha sıkı işbirliği içinde olmaları ve genç akademisyenlerin araştırma projelerine daha fazla destek olmaları beklentimi iletmek istiyorum. Bu tür desteklerin orta-uzun vadede geri dönüşünün, yapılan yatırımları fazlası ile karşılayacağına inanıyorum.

Özet olarak, inşaat mühendisliği (ve geoteknik mühendisliğinin) çağlar boyunca insanların her türlü ihtiyacını karşılamaya yönelik bir "medeniyet mühendisliği" olduğunu, her uygulamanın yaratıcılık içeren zevkli bir uğraş olduğunu düşünüyor ve geçerliliğini hiçbir zaman yitirmeyecek bu mesleği gençlere tavsiye ediyorum.

Bu vesile ile bir noktaya daha değinmem gerektiğine inanıyorum. Üniversite-sanayi işbirliği kapsamı içinde meslek odalarının da çok önemli işlevler üstlenebileceği açıktır. Yaşam boyu meslek içi eğitim, uygulama standartları ve yönetmeliklerinin oluşturulması, mesleki uzmanlıkların belgelendirilmesi ve uygulamaların denetlenmesi gibi birçok konularda, üniversite-sanayi-meslek odası üçlüsünün birlikte çalışmasının çok olumlu sonuçlar vereceğini düşünüyorum. Bu konuda inşaat mühendisleri odasının çabalarını takdirle karşıladığımı belirtirken, kamu yöneticilerinin bu çabaları daha çok dikkate almasını ve daha yakın işbirliğine açık olmalarını diliyorum.

Konuşmamı kendi kişisel deneyimlerime ve özellikle YTÜ'deki akademik yaşamıma ilişkin bazı değerlendirmeler ile sonlandırmak istiyorum. Yurt dışında doktora derecesi aldıktan sonra 1,5 yıl bir uzman danışmanlık şirketinde çalışıp, Türkiye'ye döndüm. Yurda dönüş kararım, ABD'de içinde bulunduğum sosyal ve maddi olanakları göz ardı ederek alınmış bilinçli bir tercihti ve deyim yerindeyse Türkiye'de yaşamak benim başka alternatifleri dışlayarak yaptığım bir seçimdi ve bundan hiçbir zaman pişmanlık duymadım.

Kasım 1975'de İTÜ'de akademik hayatım başladı, görev aldığım Maçka İnşaat Fakültesi'nde değişik ülke ve kurumlardan lisansüstü derece almış, iyi yetişmiş ve çoğunlukla aynı yaş gurubu içinde yer alan, genç-dinamik akademisyenlerle birlikte çalışma şansına sahip oldum. Ayrıca, bu genç akademisyenleri tam destekleyen ve onlara özgür bir ortamda çalışma olanağı veren değerli hocalarımızı minnetle anmam gerekiyor (başta merhum Prof. Vahit Kumbasar olmak üzere).

İTÜ'de çok zevkli ve verimli geçen 8 yıllık çalışma dönemi sonrasında, 12 Eylül 1980 askeri darbesinin akademik yaşamda yol açtığı sarsıntılar ve öğretim üyelerini aşağılayıcı tavırlarından dolayı, 3 yıl bir yurt dışında bir üniversitede ve 2 yıl uygulamada çalıştıktan sonra, YTÜ yıllarım başlıyor. YTÜ'de çalışmakta benim için bilinçli bir tercihti, bu kurumda geoteknik mühendisliği anabilim dalını baştan oluşturmak ve ihtiyaç duyulan bir hizmeti yerine getirmek benim için çekici olan hususu. Bu tercihim konusunda da hiç pişmanlık duymadım ve 25 yılı aşkın bir süre bu kuruma hizmet etmek mutluluğuna eriştim. Profesör olarak göreve başladığım günden itibaren, YTÜ'de her kademede görev yapan akademisyen ve çalışanlardan gerçekten büyük yakınlık ve saygı gördüm. Zannederim bu ortam akademik kurumlarda her zaman karşılaşılabilecek bir ortam değildi ve beni kuruma bağlayan en önemli hususlardan biri oldu.

Yıldız merkez kampüs sıkışık bir ortamda yer alan çok sayıda fakülte ve bölümü ile sıcak bir aile ortamını barındırıyordu. Herkes birbirini tanıyor, değişik bölümlerde görevli akademisyenler sorunlarına ortak çözümler arıyorlardı. Bu ortam içinde, dışarıdan gelen birisi olarak çok sıcak karşılandım, kısa süre içinde birçok görev ve sorumluluklar üslendim. Bu görevlerde benimle çalışan tüm arkadaşlarıma teşekkür borçluyum.

YTÜ'de ilk yıllarım bir yandan kendi anabilim dalımı oluşturacak gençlerin seçimi ve yetiştirilmesi, diğer yandan 4 yıl sürecek bölüm başkanlığı görevim ile birlikte başladı. Beni en çok gururlandıran, oldukça kısa süre içinde, başkanlığını yaptığım YTÜ Geoteknik Anabilim Dalı'nın, ahlaklı ve iyi yetişmiş genç elemanlarla kendi dalında ülkemizin önde gelen birimlerinden biri haline gelmesi olmuştur. Bölüm başkanlığı görevim süresince, başta yardımcılarım Prof. İbrahim Ekiz ve Prof. Zerrin Bayrakdar olmak üzere, herkesin yakın işbirliği tavrı içinde yardımcı olması, yabancısı olduğum yeni bir kurumda yönetim görevi yapmanın zorluklarını yenmeme yardımcı oldu.

Yıldız Üniversitesinin 1992 yılında YTÜ'e dönüşmesi ve Mühendislik Fakültesi'nin 4 ayrı fakülteye ayrılması ile kurulan İnşaat Fakültesi'nin ilk dekanı olarak görev yapmak onuruna sahip oldum. Dekanlık elemanlarını Fakülte Sekreteri Sn. Sedef Yurci ile birlikte seçerken, diğer yandan fakültenin kuruluşundan itibaren bazı temel yönetim ilkelerini oluşturmaya çalıştık. Bu ilkelerin büyük oranda bugüne kadar devam ediyor olmasını memnuniyetle izliyorum. Bu dönem boyunca, büyük destek ve yardımlarını gördüğüm dekan yardımcılarım Sn. Prof. Zerrin Bayrakdar ve Sn. Prof. Hüseyin Demirel'e şükran borçluyum.

Dekanlık görev sürem dolunca görevi Sn. Prof. İbrahim Ekiz'e devrettim, fakat Üniversite üst kurullarında görevlerim devam etti. Ancak 3 yıl sonra, Sn. Rektör Prof. Ayhan Alkış'ın önerisi ile tekrar dekanlık görevi üstlendim. Bu dönemin en hatırda kalan tarafını 1999 Ağustos ve Kasım aylarında Kocaeli ve Düzce depremlerinin meydana gelmesi oluşturdu. Büyük yıkımlara ve can kayıplarına yol açan bu depremlerden sonra, deprem tehlikesi kamuoyunun birinci gündem maddesi haline geldi ve biz de fakülte olarak çeşitli görevler üstlenmek durumunda kaldık. Bu acılı dönemde bir yandan deprem korkusu taşıyan insanların endişelerinin giderilmesine yardımcı olmaya, diğer taraftan deprem tehlikesinin azaltılmasına yönelik projelerin içinde yer almaya çalıştık. Bütün bu çalışmalarda, Üniversitemizi en iyi şekilde temsil etmek ve kamuoyu önünde güvenilir bir kimlik sergilemeye önem verdik. Bu dönemde bana yardımcı olan Sn. Prof. Mehmet Selçuk ve Prof. Zekeriya Polat'a tekrar teşekkürlerimi iletiyorum.

YTÜ'de bazılarına bıkkınlık verecek derecede birçok idari görev üstlenirken, aynı zamanda derslerimi hiç aksatmadan eğitim-öğretim faaliyetlerimi sürdürmeye özen gösterdim. Üniversite dışında, mesleki kuruluşlar, sivil toplum kuruluşları ve kamuoyu önünde kurumumuzu temsil etmeye yönelik çabalara destek olmaya çalıştım, ne kadar başarılı olduğumu bilemiyorum. Diğer taraftan, kamu ve özel kuruluşlar tarafından gerçekleştirilen birçok önemli mühendislik projesinde danışman olarak görev yaparak mesleki uygulamaların içinde olmaya çalıştım, bunu yaparken etik kurallarına özen göstermeye ve kurumumuzun saygınlığını korumaya dikkat gösterdim. Umarım geride bıraktığım arkadaşlarım da aynı titizlikle mesleklerine hizmet etmeye devam edeceklerdir.

Görüldüğü üzere 55 yaşıma geldiğimde, geride 4 yıl bölüm başkanlığı ve 6 yıl dekanlık görevlerini tamamlamış ve artık Yıldız'ın kıdemli öğretim üyeleri arasına girmiştim. Çoğunlukla senato üyeliği ve üniversite yönetim kurulu üyeliği görevlerini sürdürdüğüm takip eden dönemin, son 8 yılında, Yıldız Teknik Üniversitesi Teknoloji Geliştirme Bölgesi- YTÜ Teknopark'ın projelendirilmesine ve hayata geçirilmesine yönelik çabalara, Sn. Erdem Bektaş Başkan ve diğer birçok değerli arkadaşımın yardımları ile katkı sağlamaya çalıştım. Özellikle, Rektörümüz Prof. Dr. İsmail Yüksek'in üstün çabaları ve büyük katkıları sonucunda, Teknoparkımızın bugün geldiği noktanın memnuniyet verici bir düzeyde olduğunu düşünüyorum.

25 yıla geri dönüp baktığımda, birbiri ardından görev üstlenen 5 sayın rektörle yakın çalışma olanağını bulduğumu gözlemliyorum. Hepsine Üniversitemize hizmetleri ve bana ve

düşüncelerime karşı olumlu yaklaşımları için şükran borçluyum. Aynı şekilde fakültemizde görev yapan dekanlar ve bölüm başkanlarının hepsi bana sevgi ve hoşgörü ile yaklaştılar, düşüncelerime saygı gösterdiler, hepsine teşekkür ediyorum.

Son olarak, 25 yıl süresince öğrencim olmuş, benimle lisansüstü tez çalışması yapmış tüm öğrencilerime ve özellikle Geoteknik Anabilim Dalında benim meslektaşım olmuş, bazen kırıcı olabilen eleştirilerimi büyük bir anlayış ile karşılamış, benim eşsiz bir sevgi ve saygı ortamında görev süremi tamamlamama imkan sağlamış arkadaşlarıma çok teşekkür ediyorum, hepsi ile gurur duyuyorum.

2 Haziran 2014
YTÜ Kongre Merkezi
Davutpaşa, İstanbul

Sayın Rektörüm, Sayın Dekanım, Sayın Oda Başkanım, Değerli Kutay Hocam, Özaydın Ailesinin değerli mensupları, Değerli Hocalarım, sevgili meslektaşlarım, sevgili konuklar hepinizi sevgi ve saygı ile selamlarım. Bugün Kutay Hocamız onuruna düzenlediğimiz sempozyum için bir araya geldik; hepiniz hoş geldiniz…

Our dear quests Mrs. and Mr. Krizek , Mrs. and Mr. Holtz, I would like to welcome you to this very special day honoring Prof. Özaydın and his eminent career spanning over forty five years. Thank you very much for accepting our invitation without a hesitation and being a part of this symposium.

Değerli konuklar bu sempozyum sizinle anlamlı ve güzel. Hepinize bu toplantıya katıldığınız için çok teşekkür ediyorum. Bu sempozyumun düzenlenmesinde katkı sağlayan başta Rektörüm olmak üzere tüm arkadaşlarıma ve konuşma yapmayı tereddütsüz kabul eden Prof. Raymon Krizek'e, Prof. Bob Holtz'a, Prof. Nuray Aydınoğlu'na, Prof. Tuncer Edil'e ve Prof. Atilla Ansal'a çok teşekkür ederim.

Kutay Hocamızın anabilim dalımıza, bölümümüze fakültemize ve üniversitemize çok önemli katkıları olmuştur. Bu katkıları anabilim dalı başkanlığı, inşaat mühendisliği bölümü başkanlığı, inşaat fakültesi dekanlığı, üniversite senatosu ve yönetim kurulu üyeliği ile Teknoparkımızda yönetim kurulu üyeliği görevleri ile gerçekleştirmiştir.

Kendisini tanıdığım 1989 yılından beri tanık olduğum önemli değişimleri sizlerle paylaşmak isterim: Hocamızın atandığı 1989 yılında Geoteknik Anabilim Dalımız 'da 1 Yrd. Doç. ve 2 Ar. Gör. ile 4 grupta 300'den fazla öğrenci ile öğretim sürdürülmeye çalışılıyordu. Geoteknik Laboratuvarı'nda deneysel çalışma imkanı çok azdı, alet alınmıyordu, kişisel bilgisayarlar yoktu ve tabii yüksek lisans programı açılmamıştı.

Hocamız 1992 yılında anabilim dalında Geoteknik yüksek lisans programı açmayı başardı. Bizlere doktora ve yüksek lisans imkanı doğmuş oldu. Kendisi göreve başladığında doktora yapamayan 1 araştırma görevlisi varken yıllar içerisinde bize katılan hocalarımızla birlikte geoteknik yüksek lisans programımızdan yetişen bizler büyük bir aile olduk. Şu an anabilim dalımızda 3 Prof., 3 Doç., 3 Yrd. Doç., 2 Öğ. Gör. ve 2 Ar. Gör. görev yapmaktadır. Artık YTÜ Geoteknik Anabilim Dalı yetişmiş kadrosu ile ülkemizin sayılı Geoteknik gruplarından ve üniversitemiz Geoteknik Laboratuvarı Türkiye'nin örnek laboratuvarlarındandır. Bu laboratuvara

üniversitemiz senatosu tarafından Prof. Kutay Özaydın adı verilmiştir. Bu sürpriz gelişmeyi bize sağlayan rektörümüze ve senatörlerimize çok teşekkür ederiz.

Kutay Hocam'a huzurunuzda anabilim dalımıza bölümümüze, fakültemize ve üniversitemize büyük fedakârlıklar göstererek yapmış olduğu sayısız hizmetleri için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca doktorantı olmaktan gurur duyduğumu ve yıllarca birlikte çalışmaktan çok keyif aldığımı bildirmek istiyorum. Kutay Hocam, ömür boyu mutlu olmanızı, eşiniz, çocuklarınız, torunlarınız ve sevdiklerinizle çok güzel günler geçirmenizi dilerim.

Son olarak Prof. Kutay Özaydın'ın bu denli saygın ve sevilen bir birey olması için çok büyük emek veren saygıdeğer validelerine, iyi bir geoteknik mühendisi ve örnek bir akademisyen olmasında önemli rol oynayan Sayın Prof. Krizek'e huzurlarınızda çok teşekkür ediyorum.

Prof. Dr. Mehmet BERİLGEN
Geoteknik Anabilim Dalı Başkanı

Saygıdeğer hocalarım ve değerli konuklarımız.

Bu özel güne katılımınız için öncelikle teşekkür etmek istiyorum. Geoteknik Anabilim Dalı ailesinin bir üyesi olarak, burada konuşma şansına sahip olduğum için ayrıca çok mutluyum ve çok teşekkür ediyorum. Her birimizin yetişmesi üzerinde sayılamayacak kadar çok emeği olan değerli bilim insanı hocamız hakkında söylenecek sözlerin bizler tarafından seçilebilmesi oldukça zor bir görev. Bu konuda kendi adıma hissettiklerimi ve taşıdığım düşünceleri sizlere aktarmaya çalışacağım.

Beni bu güne taşıyan ve kariyerime yön verenler arasında Sn. Özaydın' ı tanımam ve araştırma görevlisi olarak ekibinde yer almam hayatımın en önemli dönüm noktasıdır.

İnşaat mühendisliği 3. Sınıfta, Zemin Mekaniği dersini kendilerinden almıştım. O zamana kadar aldığım derslerden çok farklı gelmişti. Sadece içerik olarak değil, ders aktarılırken hocadan kaynaklanan bir farklılık vardı. Daha sonra temel inşaatı ve ardından aldığım bitirme ödevinde de o farklılığı hissettim. Bu farklılık Hocamızın derse verdiği önem ve öğrenciye verdiği değerle ilgiliydi.

Bitirme ödevi olarak geotekstil donatının takviye amaçlı kullanımına yönelik bir model deney çalışması yapmıştık. Geoteknik mühendisliğine olan ilgim bu süreçte daha da arttı ve kendi kendime tamam, ben bu alanda çalışmak istiyorum ve Kutay bey gibi bir akademisyen olmak istiyorum dedim. 1992 yılında hazırladığım bitirme ödevinden bir konferans bildirisi hazırlamam için hocam beni teşvik etti ve ben de akademik camia içine böylece girmiş oldum. Hayatımın Sn. Özaydın ile kesişmesinin önemli bir şans olduğuna inanıyor ve öğrencisi olmanın gururunu hep taşıyorum.

Araştırma görevlisi olduktan sonra da Anabilim dalındaki diğer arkadaşlarım gibi, hocamdan aldığım katkıyı ve her zaman çalışmalarımızı kolaylaştırmak için sağladığı destekleri hiç unutamayız.

Ne zaman başımız sıkışsa, yanına bir problemle gitsek, önce buyurun der, bizi oturtur ve problemimizi sakince anlatmamızı söyler. Çok iyi bir dinleyicidir, bizi dinlerken kâğıdı kalemi alır (mühendisin kalemi kâğıdı hazır olmalı der) problemi şematik hale getirir ve doğru anlamış mıyım diye sorar ve çözüme yönelik katkılarını yapar. Hocanın yanından ayrılırken problem ya çözülmüştür ya da çözüm yöntemine yönelik bir sonuca ulaşılmıştır.

Üniversitede bulunma nedenimizin öncelikli olarak eğitim - öğretim faaliyetlerinin yürütülmesi olduğunu her zaman vurgulayan, araştırmayı seven, azimli, yaptığı her işte başarılı olan ve etrafındaki insanların sevgisini ve saygısını kazanabilen bir insandır. Aynı anda birçok işi birlikte yürütebilmesi, çok dikkatli ve iyi bir dinleyici olması özellikleriyle bizleri hep şaşırtmıştır.

Çalışma hayatımız süresince desteğini ve dostluğunu esirgemeyen ve her zaman etkili kişiliği ile hayatı algılamada bizlere ışık tutan hocamıza kendim ve çalışma arkadaşlarım adına binlerce kez teşekkür ediyor ve sonsuz şükranlarımı sunuyorum.

İyi ki varsınız ve bizimlesiniz.

Doç. Dr. Havvanur KILIÇ
Geoteknik Anabilim Dalı Öğretim Üyesi

# *Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Onuruna Geoteknikte Gelişmeler ve Deneyimler Sempozyumu*

İNŞAAT FAKÜLTESİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ

**GEOTEKNİK ANABİLİM DALI**

2 Haziran 2014
Yıldız Teknik Üniveristesi

# İÇİNDEKİLER

## DAVETLİ KONUŞMACILAR


THE TRICHOTOMY OF CIVIL ENGINEERING 3
***Raymond J. Krizek***

REFLECTIONS ON EARLY SOIL IMRPOVEMENT TECHNIQUES 16
***R.D. Holtz***

DEPREMDE YAPI – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN PRATİK BİR YÖNTEM 42
***M. Nuray Aydınoğlu, U. Utku Celep, Göktürk Önem***

COLLABORATIVE SOFT GROUND PROJECTS WITH KUTAY ÖZAYDIN 57
***Tuncer B. Edil***

SAHAYA ÖZEL TASARIM DEPREMİ ÖZELLİKLERİ 66
***Atilla Ansal, Gökçe Tönük, Aslı Kurtuluş***


## SEMPOZYUM BİLDİRİLERİ


TARANMIŞ ÇAMURLARIN SUSUZLAŞTIRILMASINDA KİMYASAL KATKI ETKİNLİĞİ 80
***Begüm Turan, Saadet Arzu Berilgen***

GÖMÜLÜ ESNEK BORU DAVRANIŞININ LABORATUAR MODEL DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ 91
***Havvanur Kılıç, Emre Akınay***

DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) ELEMANLARININ DEFORMASYON TEMELLİ TASARIMI 102
***M. Ayhan Saraç, H. Ferhat Kemaloğlu, Ece Kurt Bal, Lale Öner, Kemal Önder Çetin***

ALTERNATİF MALZEMELER İLE YÜZEYSEL ZEMİN STABİLİZASYONUNA BİR BAKIŞ 115
***Aykut Şenol, Banu İkizler, Ehsan Etminan, Evin Nas, Feyzullah Gülşen, Gökhan Çevikbilen, Mustafa Hatipoğlu***

GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ AÇISINDAN ZEMİN - TEMEL - YAPI ETKİLEŞİMİNE KRİTİK BAKIŞ 124
***Kemal Önder Çetin, Bilge Siyahi, H. Tolga Bilge***

BİR VE İKİ BOYUTLU ANALİZLERLE PİK YÜZEY İVMESİ DEĞİŞİMİNİN İNCELENMESİ 131
***Gökçe Çiçek İnce, Lütfi Yılmazoğlu***

SİSMİK ZEMİN İYİLEŞTİRMESİ VE TAKİBİ: MARMARAY TÜP GEÇİDİ 138
***Ali Pınar, Ayşe Edinçliler, S. Ümit Dikmen, Mustafa Erdik***

BİR İNŞAAT SAHASINDA MEVCUT ŞEVLERİN PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ VE ÖNLEM ODAKLI KESİN TASARIMI 145

***Ali Anıl Yunatçı, H. Tolga Bilge, Kemal Önder Çetin***

YEREL ZEMİN KOŞULLARININ SPEKTRAL İVMEYE ETKİSİ 152

***Recep İyisan, M. Emre Haşal***

THE EFFECT OF PILES ON FOUNDATION INPUT MOTION USED IN SEISMIC DESIGN 159

***Mustafa Kirkit, Cem Akgüner, M. Mehmet Berilgen***

"T TİPİ" ELIPS ENKESİTLİ TÜNELLERİN BASİTLEŞTİRİLMİŞ SİSMİK ANALİZLERİ 170

***Levent Kurtuldu, M. Mehmet Berilgen***

SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERDE JET GROUT KOLONLARININ ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZİ 182

***Münire Dülger, Pelin Özener***

**SEMPOZYUMDAN KARELER**

*Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Onuruna Geoteknikte Gelişmeler ve Deneyimler Sempozyumu*

# DAVETLİ KONUŞMACILAR

2 Haziran 2014
Yıldız Teknik Üniveristesi

# Prof. Dr. Raymond J. KRIZEK

**Northwestern University**
**Evanston, USA**
**rjkrizek@northwestern.edu**

# THE TRICHOTOMY OF CIVIL ENGINEERING

**Raymond J. Krizek**[1]

Thank you very much for the opportunity to share with you this afternoon my thoughts on the profession of engineering in general and civil engineering in particular ─ from the perspective of having been a "player" in the field for half a century. My plan is to discuss briefly the role of an engineer and some of the problems with the current status and perception of engineers in society. This will be followed by some major examples of how engineers have contributed to our quality of life and a few of the engineering challenges that lie ahead. Within this perspective we will speculate on some of the factors driving change and what must be done to make the U.S. civil engineer an invaluable asset in the global marketplace. Finally, we will take a general look at how engineering education can be enriched and broadened to produce graduates that are better prepared to function in a rapidly changing global economy.

Let me begin by stating unequivocally that I am most proud to have spent my career as a civil engineering professor and consultant. However, while truly blessed beyond any measure I could have anticipated 50 years ago, I have always been somewhat saddened by the lack of understanding and esteem accorded engineers – and especially civil engineers – relative to many other professions. Despite the many major contributions engineers have made to our way of life, the general public neither knows nor appreciates the value and impact of these contributions; perhaps even more disturbing is the fact that many engineering accomplishments are attributed to some other discipline.

As evidence of this situation, consider the fact that, when the question "What is an engineer?" was asked to a random sampling of people in the United States in a recent survey, approximately one-third of those polled responded by saying that an engineer is someone who operates a train. Another one-fifth or so stated that an engineer is someone who functions as the supervisor of a building. Hence, about one-half of those surveyed defined an engineer as either a train operator or a building supervisor. Just ponder for a moment what this says about the regard in which the efforts of engineers are understood and valued by their neighbors. Notwithstanding all that engineers have contributed to the betterment of the world, most people know precious little about what they do ─ and therefore society does not appreciate their role. This is my motivation for choosing to share with you today some of my thoughts about the role of engineers in society ─ with an emphasis on civil engineers.

Let me begin with my answer to the survey question and then paraphrase a statement by von Karman to distinguish between engineering and science. I suggest to you that "An engineer is one who applies the principles of science and mathematics to produce facilities and

[1] Prof., Northwestern University, Department of Civil and Environmental Engineering, rjkrizek@northwestern.edu

generate products for the benefit of man"; to this technical definition must be added the constraints that the process and product must be economically feasible and socially acceptable. To distinguish between science and engineering, von Kannan stated that science encompasses man's quest to understand nature as it exists, whereas engineering challenges man to create what never was. Carried to its idealistic extreme, scientists and mathematicians would unlock the secrets of nature and advance our understanding of mathematical concepts and operations without being burdened by the challenge of determining some practical application for the results of their labors, and engineers would then apply their results selectively and judiciously within prevailing constraints to create specific products and facilities to enhance the welfare of man. But the ways of the world are not so idealistic, and many of our advancements, and indeed probably most of our major advancements, evolve from synergistic interactions among individuals from different disciplines. Within the context of the foregoing characterization, let us now review briefly what I believe to be the three fundamental roles of an engineer, and hence the basis for word "trichotomy" in the title, followed by a few of the major accomplishments of engineers over the past century to improve our lives.

At the very heart of civil engineering are the design and construction engineers who work in the design offices and on the construction sites to design and construct the facilities that comprise our everyday infrastructure. These are the engineers who mobilize and direct the efforts of the multitude of tradesmen who work on these projects. Let’s term this group the practitioners. This fundamental role reflects to a large extent how society perceives the profession (once we get beyond the train operator and building superintendent) and what most engineers really do.

The second group consists of researchers and is the group charged with advancing the state of-the-art of our profession. The primary requirement for this group is an extremely strong and diversified foundation in the basic sciences, mechanics, and mathematics to facilitate interactive dialog with "experts" in a variety of complementary disciplines, because future advances will almost certainly lie in combining the expertise of multidisciplinary individuals in quite diversified fields, such as nanotechnology, biochemistry, or molecular biology. To be most effective, this group will have to work interactively with others in the profession to ascertain the relevancy of their efforts and to avoid the embarrassment of solving highly complicated non-problems; this is not meant to imply that solutions to classical problems are worthless if they do not have an immediate application, because this is clearly not the case. While engineering and science are quite different disciplines, as we have seen earlier, good engineering requires a solid foundation in good science, as well as mathematics.

A third fundamental role of the engineer is to contribute technical expertise and engineering judgment to the decision-making process. These are the decision makers, and they address long-term objectives and the means to attain these objectives. This is a role of immense importance to society and our profession, but it is too often a role controlled by lawyers and businessmen who know far less than engineers about the multi-million or multi-billion dollar technology based decisions that are frequently made. Notwithstanding the fact that there are about 10 million engineers in the world compared to about one million lawyers, lawyers are much more prevalent in decision-making bodies. Unfortunately, a large portion of the world's one million lawyers practice in the United States, where the ratio is 3 to 1. Typically there may be only two or three engineers out of more than 600 members in the U.S. Congress and perhaps 30 or 40 out

of about 6000 members of state legislatures. For the greater good of society, engineers must become more involved in the decision-making process and exercise more influence on issues within their realm of expertise, because the world is run by those who show-up ─ and engineers usually do not show-up at the decision-making sessions.

Although the foregoing three roles are certainly descriptive of what engineers contribute to society, a strong overarching argument can be made that the most basic role of an engineer is to create wealth; this is because engineers solve problems and produce products and facilities that constitute the essential basis for creating wealth. In the case of civil engineers, the wealth is represented largely by the infrastructure of a town or city or country, and economists have long known that the gross national product of a country is strongly correlated with the quality of a national infrastructure, and many believe that the gross national product is directly related to the proportion of engineers in a society.

As my first example of contributions by engineers to improve our lives, let's look at a truly major accomplishment very near and dear to each of us, namely, the extension of our lifespan. Over the past century the average lifespan of man has increased from about 46 years to 77 years- an increase of 31 years. Great, many of you are probably thinking, but not too surprising in view of the dramatic advances in medicine. Granted, medicine has made great strides and contributed much to the quality of our health, but an in-depth study indicates that 20 years of this 31-year increase is due to clean water and improved sanitation ─ an engineering accomplishment. However, notwithstanding this noteworthy milestone, more than a billion of the world's people are still without access to clean water and adequate sanitation, and a child dies every 15 seconds because of this shortcoming.

In a totally different area, consider for a moment the improvements in the speed of travel and our commensurate ability to transport people and products to enhance our lifestyle. Not much more than a century ago, we traveled mostly by stage coach and horse - at an average speed on the order of 5 mph. With the development of the automobile and the train, the average speed of travel increased an order of magnitude to about 50 mph. The airplane in the latter half of the 1900s provided us with another order of magnitude increase to about 500 mph. All of this was accomplished in little more than a century ─ and it is all attributable to engineering advancements. How long do you think it will take engineers to make the next order-of-magnitude leap to 5000 mph? And how long will it be before we are challenged with the frightening experience of boarding a pilotless aircraft for our next flight? Think about this for a moment. In the short span of 66 years ─ less than a current average lifetime ─ engineers took man from the first flight of the Wright brothers in 1903 to the moon in 1969 (notwithstanding the comment attributed to Wilbur Wright in 1902 that "man will not fly for 1000 years").

And let's not overlook the fact that man's travel into space and to the moon was made possible by engineering accomplishments. Indeed, science had long ago understood many of the intricacies of space, the orbits of the moon and the planets, and the requirements to overcome gravity and place satellites in orbit (namely, nature as it exists). To make space journeys a reality, engineers had to develop engines with sufficient thrust to escape earth's gravity, guidance systems to control the flights, and heat resistant tile to enable reentry through the earth's atmosphere (that is, products that never were). These and many related engineering achievements are the backbone of our space program and the many benefits derived therefrom (creation of wealth). As an

interesting sidebar to illustrate the rate of technological progress, consider the fact that many of us have more "computing power" in our pockets today than the Apollo astronauts had on their trip to the moon.

Even fifty years ago, who could have imagined the current impact of the computer on our daily lives, the extensive Interstate Highway System that crosses the United States today (a project actually justified on the basis of facilitating troop movements to enhance national defense), bridges with spans exceeding one kilometer and buildings half a kilometer high, the present INTERNET (whose precursor ARPANET was developed as a backup communication system in the event that our domestic telephone system was sabotaged or destroyed), the relative ease of replacing knee and hip joints, the electrification networks servicing virtually all major cities of the world, the Chunnel connecting France and England, and a host of other such projects ─ all brought to fruition by engineers.

From time to time over the past few decades the term "systems engineering" has been touted as a revolutionary new field that encompasses the complex interaction among the various components or disciplines, including the humanities and social sciences, which lead to a solution. Let me suggest that civil engineers have been doing "systems engineering" since the inception of our profession. Let's look briefly at two major examples of systems engineering. Perhaps the greatest contribution of civil engineers to society is the design, construction, and maintenance of the built infrastructure that supports our way of life on a daily basis. When you wake in the morning in your heated home and switch on the lights, turn on the water faucet, flush the toilet, perhaps prepare coffee or tea, drive to the rapid transit station, catch the train to work, traverse the sidewalks to your office building, and take the elevator to your office, consider that all of this infrastructure has been provided primarily by civil engineers with specialized supporting expertise from other engineering disciplines. All of these facilities involve "creating something that never was", and all of them combine to support and enhance our way of life − every day − 24 hours a day. Although generally taken for granted, as is good health, what would be the quality of our life without this infrastructure? Perhaps similar to what it would be without good health.

Of all the challenges that lie on the horizon for engineers, perhaps the most imposing one − and the granddaddy of all systems engineering problems − is sustainability ─ especially if the concept of infrastructure is extended to include the natural environment or infrastructure in addition to the built infrastructure. Many surveys (ASCE, in particular) have documented (a) the unacceptable condition of virtually every aspect of our built infrastructure due to deterioration with age and use well beyond its design life and (b) the abuses heaped upon our natural infrastructure by the ravages of man due primarily to waste disposal and energy production. The impending crisis threatens not only our quality of life and economic future, but perhaps in a very real way the stability of the world. Even a token concern for future generations demands that we develop and implement sound principles of sustainability in managing both our built infrastructure and our natural infrastructure. Stated very simply, sustainability means that the present needs of society must be satisfied without compromising the ability of future generations to meet their needs. This challenge will require the synthesis of input from many scientific and engineering disciplines, as well as a myriad of political decisions driven by economics and taxes, and it is the civil engineer who will be at the center of this activity to synergistically evaluate the efficacy of various alternatives and influence decision- makers regarding the best course of action to follow. Without

a doubt, civil engineering is the broadest of all fields of engineering; it has had and will continue to have for the indefinite future the greatest impact on the welfare of mankind.

As is evident throughout much of this presentation, man is a very important factor in our "systems engineering" challenges. While it is certainly true that man is almost always a factor in any engineering endeavor, the degree of public involvement in civil engineering projects is probably orders of magnitude higher than that in virtually all other fields of engineering. This is because most civil engineering projects affect a considerable number of people and every reasonable effort must be made to represent the best interests of all concerned. Indeed, most civil engineering projects involve a synthesis of technological systems, natural systems, and human systems, and the complexity of reconciling the demands innate to each of these systems is unique to civil engineering.
As can be readily seen, there are many far reaching challenges that lie on the horizon for the engineer of tomorrow. Perhaps the most overriding challenge is that the real problems are not actually known and cannot yet be defined. However, one fact is certain − society will always need engineers. The number and nature of the challenges faced will be unprecedented and require the creative talents and leadership of highly educated and dedicated engineers. Virtually every political leader around the world has established science and technology as the basis for a national strategy to improve the quality of life. Accordingly, technical literacy will not be an option, but a necessity, and the degree of mastery manifested by the current generation will not be sufficient for the next generation. The engineer in the twenty-first century must not be satisfied with or limited by his twentieth century role.

At this point I would like to digress from the many physical accomplishments of engineers and focus attention on some of their major personal attributes, because it is these qualities, in conceit with their technical insight and expertise that help to characterize individuals as engineers and make them so valuable to society. The essence of an engineering mind is a logical and analytical thought process − often termed the scientific method. This is the basic reason that many individuals educated as engineers have found fruitful careers in a variety of other disciplines, such as law, business, journalism, medicine, and economics. Engineers always rate very high in honesty and integrity; they are widely recognized for their ability to address problems with an open mind without preconceptions and prejudices and to make decisions based on the dictates of the scientific method rather than political expediency. To those who have even a reasonable understanding of the engineering profession, the recommendations of engineers are usually accorded very high credibility, because they are viewed as having the best interest of the public as their foremost criterion. In their areas of expertise, engineers generally manifest a high degree of creativity in developing a variety of alternative solutions to a given problem, because they are always conscious of potential trade-offs suggested by cost-benefit analyses. An additional deep-seated trait of engineers is the tremendous degree of personal satisfaction they derive from a project well done; this undoubtedly emanates from their conviction that their efforts do indeed benefit mankind and add value. These qualities are obviously present in certain individuals from virtually any discipline, but I leave you with my opinion that engineers as a body possess them in greater measure.

Even though most of you are engineers and undoubtedly aware to some degree of many of the points I have made, I hope that your perception of the role of engineers in society has been influenced positively and that you have acquired an enhanced appreciation for the contributions of

engineers to the quality of life. It is indeed a noble profession, and there is no better testimony to the role of engineering in society than the following words of Herbert C. Hoover, thirty-first President of the United States and himself an engineer.

> "It is a great profession. There is the fascination of watching a figment of imagination emerge through the aid of science to a plan on paper. Then it moves to realization in stone or metal or energy. Then it brings jobs and homes to men. Then it elevates the standard of living and adds to the comforts of life. That is the engineer's high privilege.
>
> The great liability of the engineer compared to men of other professions is that his works are out in the open where all can see them. His acts, step by step, are in hard substance. He cannot bury his mistakes in the grave like doctors. He cannot argue them into thin air or blame the judge like lawyers. He cannot, like the architects, cover his failures with trees and vines. He cannot, like the politicians, screen his shortcomings by blaming his opponents and hope that people forget. The engineer simply cannot deny he did it. If his works do not work, he is damned.
>
> On the other hand, unlike the doctor, his is not a life among the weak. Unlike the soldier, destruction is not his purpose. Unlike the lawyer, quarrels are not his daily bread. To the engineer falls the job of clothing the bare bones of science with life, comfort and hope. No doubt as the years go by people forget which engineer did it, even if they ever knew. Or some politician puts his name on it. Or they credit it to some promoter who used other people's money. But the engineer himself looks back at the unending stream of goodness which flows from his successes with satisfactions that few professions may know. And the verdict of his fellow professional is all the accolade he wants." (Addresses Upon the American Road, Stanford University Press, 1955)

At this point let me challenge each of you to do something once a month to explain to some component of the general populace the role of engineering on their lives. If each of the 100,000 plus ASCE members would do this, we could conceivably reduce in a few years that 50% who think that engineers run trains and maintain buildings.

Most of the foregoing discussion has focused on historical perspectives, albeit perspectives often times not accorded due consideration by most of us most of the time. For a few moments now, let's review briefly some of the factors that will force a change from the *status quo* in the United States. Unless you have been keeping up with the news very conscientiously, a few of these will undoubtedly elicit some surprise, anxiety, and perhaps even shock and that is expressly the purpose of bringing them to your attention. Think of the next few points as a "wake up call".

With the emergence of India, China, and much of Eastern Europe in our marketplace over the past decade or so, engineering services are increasingly being priced as a commodity − and not as a profession. U.S. engineers currently cost five to ten times the cost of engineers in these countries. Furthermore, the population of these countries is about three billion people; if it is assumed that 10 % are educated for non-agrarian jobs, this number is equal to the entire population of the United States or the combined work force of North America, Western Europe,

and Japan. There are few major global engineering firms that do not have offshore engineering partners. Clearly, this is a force that will impact strongly the "way we do business".

In a more general vein, this globalization trend affects all U.S. engineering firms- not only civil engineering firms. A recent National Academy of Engineering publication entitled **Rising Above the Gathering Storm** identified a number of worrisome trends linked to globalization and foreign competition. Given below are a few:

- The U.S. trade balance in high-technology manufactured goods shifted from a positive $33 billion in 1990 to a negative $24 billion in 2004.
- In 2003 only three U.S. companies ranked among the top ten recipients of patents granted by the U.S. Patent and Trademark Office.
- In 2001 U.S. industry spent more on tort litigation than on research and development.
- Among 21 countries U.S. twelfth graders recently performed below the international average in mathematics and science.

And even more significant, the trend in all of these is unfavorable. This year a follow-up NAE report entitled **Rising Above the Gathering Storm**: Rapidly Approaching Category 5 concluded that "in spite of the efforts of both those in government and the private sector, the outlook for America to compete for quality jobs has further deteriorated over the past five years." This report further emphasized the following four underpinnings of a successful nation in today's global context.

- Increase America's talent pool by vastly improving K-12 science and mathematics education.
- Sustain and strengthen the nation's traditional commitment to long-term basic research.
- Make the United States the most attractive setting in which to study and perform research so that we can develop, recruit, and retain the best and brightest students, scientists, and engineers from the United States and throughout the world.
- Ensure that the United States is the premier place in the world to innovate and invest in downstream activities, such as manufacturing and marketing, and to create high paying jobs based on innovation.

Although we in the U.S. are prone to consider ourselves Number One, let's take a look at a series of current rankings in various categories.

- # 6 in global im1ovation-based competitiveness
- #11 in the fraction of 25-34 year olds that have graduated from high school
- #16 in college completion rate
- #22 in broadband Internet access
- #24 in life expectancy at birth
- #27 among developed nations in the proportion of college students receiving degrees in science or engineering
- #48 in quality of K-12 mathematics and science education

Looking at a still broader perspective, a recent article in **Discover** magazine discussed future scientific progress in the world, as viewed by a group studying the situation. According to this article, there are alive now more scientists than in all of previous human history, and these scientists have access to orders-of magnitude better communication, instrumentation, computational capability, and venture capital than their predecessors. The combination of these factors suggests that the rate of scientific discovery in the next 25 years will be four to seven times faster than in the past. To place this situation in perspective based on assuming a fourfold increase, the task of projecting today out to 2031 is comparable to someone in 1880 trying to imagine conditions in 2006, or someone in 1660 trying to do the same, assuming a sevenfold increase. It is difficult to grasp the enormity of this challenge, but it clearly lies before us.

What are we going to do to address this challenge? How are we going to change our profession to combat this globalization trend and the shortcomings in our system? How are we going to make the U.S. civil engineer of the future an invaluable asset to the global marketplace and justify a salary an order-of-magnitude higher than many foreign civil engineers with comparable technical skills? The answer can only lie in a U.S. work force with superior creativity and leadership skills complemented by commensurate managerial abilities and advanced technical competence. We must strive to be the leaders and innovators − because only the leaders and innovators will survive.

However, this is a problem in today's society, because innovation and creativity usually require research investments that lead to long-term (often times, next generation) paybacks, and a major problem in the U.S. these days is that our culture has been tuned to wanting "instant gratification" or "instant payback", so we are not inclined to invest in the future (e.g., our lack of investment in our infrastructure). Indeed, there is a major disconnect between technology and the societal and political will of the people. Adherence to such a policy is economic suicide in the long run and, if followed, eventually the devil will get his due. Too often our advances are the result of a crisis or necessity − and not a strategic plan. We need a vision for tomorrow, and not a series of make-shift solutions for today.

The economic growth of the U.S. over the past two centuries has been possible only because of the continual development and advancement of technology and new knowledge, which has grown from the seed of research - either fundamental or basic research and mission - driven research. Ponder, for a moment, how many jobs exist today as a consequence of research achievements in only the last few decades. However, less than 1% of the workforce produces 80% to 90% of the breakthroughs. As we have seen, research is the engine that drives long-term growth, and, despite "tough times financially", it cannot be eliminated or minimized in our profession; as any aeronautical engineer knows, you don't achieve the highly desirable goal of reducing the weight of an airplane by eliminating the engine.

So, how are we going to achieve innovation and creativity − and a superior U.S. civil engineer? According to one of many Chinese proverbs, it is said that:

> If you want prosperity for one year, grow grain.
> If you want prosperity for 10 years, grow trees.
> If you want prosperity for 100 years, grow people.

With this thought in mind, let's turn our attention to growing engineers from students and see what the foregoing suggests for the future with respect to engineering education. This is a topic that has been under discussion for the 50 years that I have been a faculty member and, I'm sure, will continue to be discussed ad infinitum. The emphasis here will not be on the description of a specific curriculum, because there is no clear answer to this challenge. In general, there will be many different curricula that will be dictated by a "systems engineering" blend of economics, taxes, "hot" research areas, government funding, politics, faculty biases, administrative dictates, and a host of other factors. Rather, the focus will be on the guidelines that must be addressed in determining how to proceed with this awesome challenge.

Predicting the future is very risky, and there are many historical examples that suggest caution when attempting to do so- even the near-term future. As one example, consider the following editorial in the New York Times of December 10, 1903:

> "We hope that Professor Langley will not put his substantial greatness as a scientist in further peril by continuing to waste his time and the money involved in further airship experiments. Life is too short, and he is capable of services to humanity incomparably greater than can be expected to result from trying to fly."

We all know what has happened in the past century, and it is good that Professor Langley was not deterred by this prediction. History has rather consistently shown that, when predicting the future, we underestimate the rate of technical change and overestimate the rate of social change; this lesson is especially pertinent when considering engineering (which is primarily technical) education (which is to a large degree social).

As a starting point, let's identify the characteristics and abilities that are desired in young civil engineers in the twenty-first century- or even in the next decade. The following list was outlined by Eli Fromm of Drexel University in a lecture entitled *The Changing Engineering Education Paradigm* to the National Academy of Engineering on October 6, 2002:

- A strong foundation in basic sciences, mathematics, and engineering fundamentals
- A capacity to apply these fundamentals to a variety of problems
- Knowledge and experience in experimental methods
- Knowledge and skills in the fundamentals of engineering practice
- Advanced knowledge of selected professional-level technologies
- Strong oral and written communication skills
- A sense of corporate and business basics
- A sense of social, ethical, political, and human responsibility
- A historical and societal perspective of the impact of technology
- A unifying and interdisciplinary broad view
- A culture for life-long learning
- A creative and intellectual spirit
- A capacity for critical judgment
- Enthusiasm for learning

While the foregoing list of skills is quite comprehensive and most of you would probably not disagree with it, it does not designate which skills are most appropriate for which group of engineers. Rather, it implies that all of these skills should be imparted to all civil engineering students, and such is probably an overly optimistic goal. Although every effort should be made to expose all students to at least an elementary awareness and understanding of these skills, the trichotomy concept suggests that certain of these skills should be emphasized and honed to a much higher degree for each of the three different groups of engineers.

Let us now reconcile the foregoing idealism with the realism of real-world students in a reasonable time frame. In a perfect world a single individual would combine the essential elements of the practitioner, decision-maker, and researcher into a unified career − and there will always be some who are gifted with the talent to do so − but the depth and breadth of the expertise needed suggest that too few will be so gifted. Most will probably spend their career primarily in one of the groups, and this begs the questions of what type of education best serves all three groups, and is it reasonable to expect that one department or educational program can satisfy the needs of all three groups. Individual personalities will, of course, guide career choices to a large degree, but, once this is done, how can we best provide the diverse expertise needed to nurture and develop these career choices most effectively? When developing a response, it is important to recognize and appreciate the fact the education required by individuals in each of the three groups is quite similar at the basic level. One interesting observation is that many surveys of engineering graduates over the last decade or so indicate that recent graduates wish they had taken more technical courses while in the university, whereas after a decade they wish they had taken more business and management courses and after two decades they wish they had taken more courses in literature, philosophy, history, and art.

At this point it behooves us to review for a moment the issues that have plagued engineering education for essentially the past half a century; this list includes:

- How can we better explain what engineers do to prospective students and the general populace?
- How can we reconfigure the freshman and sophomore years to convey the real challenges and excitement of the profession?
- How can we improve the communication skills of engineering students?
- How can we include more humanities in the curriculum?
- How can we give students a basic understanding of business and management skills?
- How can we engender a deeper appreciation for social responsibility and professional ethics?
- How can we achieve all of the above without extending the time frame (rather than reducing it)?
- How can we improve the salaries of civil engineers relative to other engineers?

Yes, despite the fact that we have moved from slide rules to calculators to personal computers to laptops to the internet in the past 50 years, the foregoing challenges are still with us and they are quite formidable challenges. To these challenges must be added those presented by the explosive advances in technology, cutting across traditional boundaries

between disciplines, globalization, sustainable development, and dealing with the ever increasing complexity of larger and larger «engineering systems". Perhaps the greatest challenge of all is that we must prepare students to solve unknown problems, and therefore an emphasis must be placed on teaching them how to learn rather than teaching them what we already know at this time; in other words, we must teach skills rather than knowledge.

As we prepare to undertake a renewed effort to reengineer the engineering curricula of our nation's universities to better prepare the next generation of students for the engineering challenges they will face the 2020 and beyond, let us now, in light of the foregoing discussion, as well as many issues not explicitly covered, conclude by outlining a few guidelines or recommendations that will dictate the probable path to follow.

- Every indication suggests that the graduate of tomorrow must receive a more holistic education and be more of a generalist. There must be more emphasis on the "big picture" − less concern with the individual components of a system- and more concern with the "system".
- Hence, the undergraduate curriculum will have to be configured to give increased emphasis to:
    - Synthesis of concepts
    - Critical thinking − getting to the heart of problems
    - Teamwork in a multidisciplinary setting
    - Understanding real-world problems
    - Effective communication when dealing with ambiguity and complexity
- There will be fewer specialized courses − and more broad-based courses – and flexibility will be mandatory.
- Regardless of the style or the trend away from specialization, the fundamentals cannot be ignored, because they comprise the basis for *critical thinking* and *synthesis*, as well as future career development.
- It will be increasingly important to cultivate a way of thinking - rather than a mastery of facts. Emphasis will be placed on developing skills rather than only teaching what is already known.
- The sharp lines between disciplines and courses will be diminished, and team projects will replace monologue instruction, to some degree.
- There will be increased pressure on science and engineering majors to become "better rounded" in the arts and humanities, and the reverse will be true in the humanities to overcome technical illiteracy, because "technical illiteracy" in the world of tomorrow will prove to be a far greater handicap than it was in the world of yesterday.
- When assembling an engineering curriculum, careful attention must be given to organizing the components of the curriculum into a coherent package, as opposed to what currently appears to many students as a fragmented collection of independent pieces.
- To enhance the stature of our profession, the BS degree should be recognized as an "entry" degree and the MS should be accepted as a "professional" degree.

To the foregoing list may undoubtedly be added other guidelines and I'm sure that some of you may take issue with some of the ones given. To be sure, this list is rather idealized and it should be clear that not all universities will − or should − incorporate them to the same degree. As suggested by the three major categories into which most of us fall, there needs to be diversity in the programs developed. However, notwithstanding the desirability of drastically reengineering our curricula to educate the engineer of tomorrow, little will actually be accomplished unless the faculty reward system is changed. The changes needed are substantial and they will require much time and effort by faculty who are currently rewarded primarily on the basis of research achievements.

Toward this end consideration should be given to implementing the trichotomy concept at the faculty level as well, because this will provide a good way to optimize the educational and "role model" benefits to the students. The research faculty component would be essentially the same as that currently in place at virtually all research-oriented universities, except that it would be about 10% to 15% fewer in number (depending on the size of the faculty). This faculty would have the prime responsibility for imparting the advanced and specialized fundamentals of science and engineering to the students, especially the graduate students. The few individuals deleted from the research faculty component would be tenure-track faculty (perhaps similar to "clinical" faculty in a medical school) with prime responsibility for the welfare of the undergraduate student population. They would have educational backgrounds comparable to the primary faculty, but they would be individuals who are not strongly research oriented. In this capacity they would serve as advisors and teach the multitude of basic courses that are so important to getting undergraduates "off on the right foot", but courses that many (but certainly not all) research oriented faculty either prefer not to teach or do a poor job of teaching because of their inability to "get down to the level of an undergraduate". In many cases these faculty might have a modest interest in research and could be excellent "support" colleagues for those who "bring in the dollars", but their reward system would be based on their educational contributions and their compensation should be appropriately comparable to the research faculty. The third group of faculty would be non-tenured adjunct practitioners who would teach a few select courses of a practical nature (such as a senior design course, an entrepreneurship course, an engineering law course, or a motivational freshman course). These latter individuals would serve two very impm1ant functions that most "regular faculty" do not fulfill adequately; first, they would bring real world problems and experiences into the educational program and synthesize them with the academic components of the curriculum, and second, they would provide role models for the students to aid in their transition into the "real world" after graduation. Although deans and administrators have thus far shown little support for such a concept, it is often found *de facto* in many departments on a quasi-permanent "temporary" basis.

In summary, the challenges to develop an educational experience that will adequately prepare the civil engineering student of today to function in the world of tomorrow are indeed quite formidable. The solution will not be simple, but it will also not be permanent. We have only the responsibility to do today what history, the perceived needs of tomorrow, and our collective wisdom dictates in the near future − and leave to our successors the challenge of other modifications to be implemented as the decades of the new millennium unfold.

# Prof. Dr. Robert D. HOLTZ

**University of Washington**
**Seattle, USA**
**holtz@uw.edu**

# REFLECTIONS ON EARLY SOIL IMRPOVEMENT TECHNIQUES
## (...AND SOME RECENT DEVELOPMENTS)

**R. D. Holtz, Ph.D., P.E., D. GE., Dist. M. ASCE[1]**

## ABSTRACT

Forty years ago, the only available methods for improving poor foundation soils were excavation and replacement, displacement by blasting, chemical grouting, vibrofloation, sand drains, and electro-osmosis. However, most of these techniques were only applied in special circumstances. Among the recent developments in soil improvement are PV drains, lime columns, dynamic compaction, and pile supported embankments. The paper describes the early history of these relatively newer techniques using the results of some case studies in which the author was directly involved. The pile supported embankment case also involved one of the first uses of reinforcement with geosynthetics. Some recent developments using these techniques are described and pertinent references are also given.

**Keywords:** Soil improvement**,** PV drains, lime columns, dynamic compaction, pile supported embankments, geosynthetic reinforcement

## 1. INTRODUCTION

In the good old days, when I student in the 1950s and 60s, there were only a few possible alternates to deep foundations or other stabilization problems. For sites with soft clays, for example, sand drains could be used to accelerate the consolidation settlement and strength gain in the foundation. But this was usually applied to embankment foundations and not for structures. If loose sands were a problem, Vibrofloation was occasionally used to densify the sands and reduce settlements of building foundations. Although grouting was commonly used to mitigate excessive seepage in dam foundations, it was not used for foundations, unless it was for repairs (e.g., "slab-jacking") and other specialized situations. Finally, electro-osmosis was occasionally used to stabilize unstable slopes, typically for emergency situations.

If the problem soils were relatively shallow, then excavation and replacement with dense granular materials was possible and often more economical than driven piles, which at that time were the most common deep foundation for structures. Today, we have many soil improvement methods that the prudent foundation engineer should consider as alternates to driven piles or drilled shafts:

- Reduced stress (lightweight fill, EPS foam, etc.)

[1] Professor Emeritus, University of Washington, Seattle, WA, USA, holtz@uw.edu

- Removal/replacement (several methods available for removal and replacement with compacted granular materials)
- Increase strength/reduce compressibility (17)
  - consolidation of soft soils (3)
  - chemical stabilization (5) + thermal, electrical
  - physical stabilization/densification (7)
- Reinforcing (6)

Which of these methods is the most appropriate and feasible depends of course on the anticipated loads and soil condition at the site.

These major classes of soil improvement methods were used by Holtz, Shang, and Bergado (2001), and the numbers in parentheses indicates the number of specific methods they identified under each major class. Other classifications are always possible, and a few methods could be classified in different categories.

This paper is a look back at four methods that I have called "relatively new"; that is, they have been developed since the late 1960s-early 1970s. They are:

1. PV drains
2. Lime columns
3. Dynamic compaction
4. Pile supported embankments

These four methods were selected because I had some direct association and experience with them during their early development, either in practice or as a researcher. I'll then summarize some recent developments with these four techniques, and discuss them in terms of some the lessons learned from my early experiences with these methods.

## 2. SAND AND PV DRAINS

For sites with deep deposits of soft clays, preloading with surcharge is frequently used in combination with vertical drains to decrease the length of drainage path and thereby speed up the consolidation. Otherwise the time required for consolidation may be unacceptably long or foundation instability may occur. Vertical drains in the foundation decrease the length of the drainage path for water squeezed from the soil voids during consolidation because the rate of consolidation is inversely proportional to the square of the length of drainage path. This aspect of Terzaghi consolidation theory is well known to geotechnical engineers.

Figure 1 shows a typical vertical drain installation under an embankment.

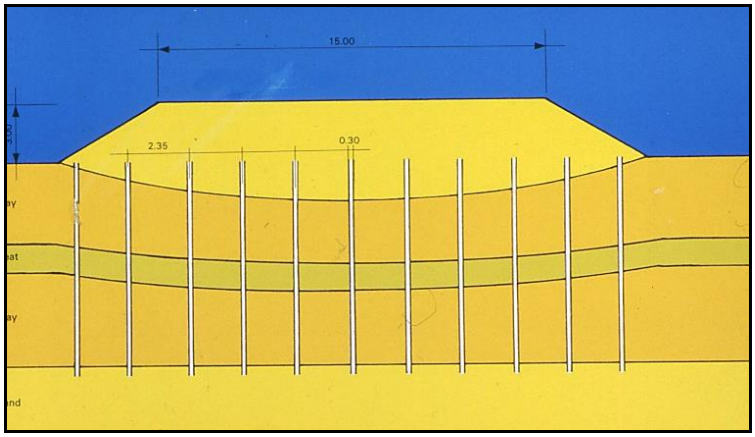



Figure 1. Typical vertical drain installation for an embankment.

## 2.1. Early history (1920s-1930s); sand drains and the Kjellman paper drain

The history and development of sand drains and the Kjellman paper drain in the 1920s and 30s is well documented by Rixner et al. (1986), Holtz (1989), and Holtz et al. (1991) and their references. The theory of vertical drainage was developed by Baron (1948), who reworked the Terzaghi theory of consolidation into radial coordinates. Until the early 1970s, all vertical drains were made of sand, with the exception of the Kjellman paper "wick" drain (Kjellman, 1948a and b), which by the way is the prototype for virtually all modern prefabricated geocomposite drains. Figure 2 is a photograph of the Kjellman paper drain.

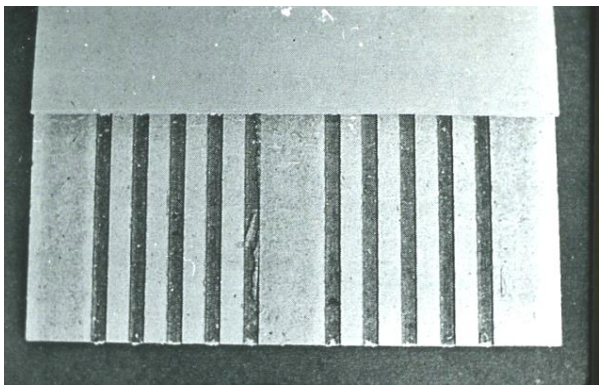
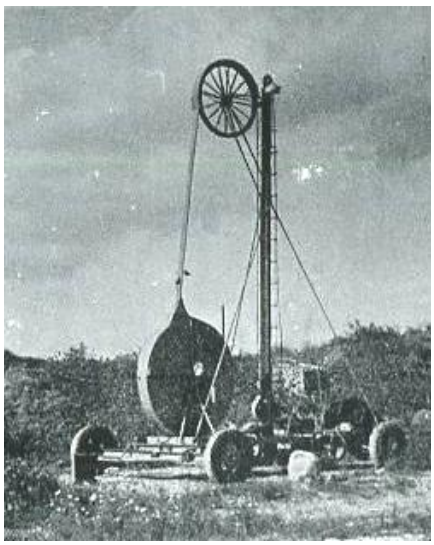


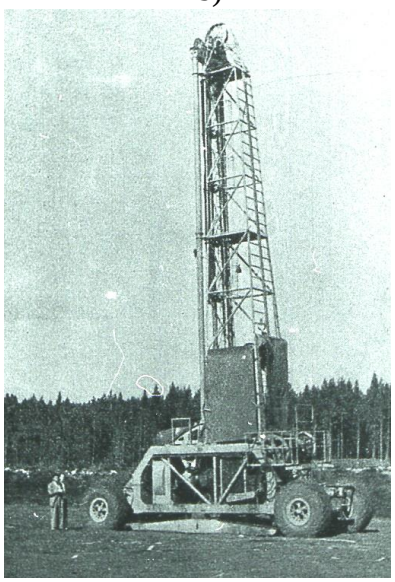
Figure 2. Kjellman paper drain.

Figure 3 shows some of the equipment developed at the Swedish Geotechnical Institute (SGI) for installation of Kjellman paper drains. Figure 4 shows the Kjellman drains being installated at Halmsjön, Sweden, ca. 1946 or 1947. Also shown in the photos is Prof. Karl Terzaghi (in the beret) who was a consultant at that time for the Swedish Government on the potential site for a new airport. The bald gentleman to the immediate left of Terzaghi in Figure 4a is Walter Kjellman, inventor of the paper drain and founding director of the Royal Swedish Geotechnical Institute, as it was known then.

a)



b)



c)

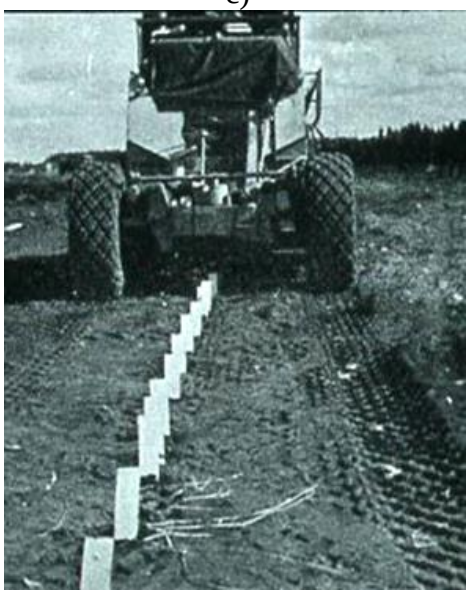


Figure 3. Early equipment developed at the Swedish Geotechnical Institute for installation of Kjellman paper drains: (a) 5 m depth and 2 tons pushing force; (b) 20 m depth and 28 tons pushing force; and (c) the larger machine working on site.

After I started working at the SGI in 1970, I was surprised to learn that after those early uses described above, the Kjellman paper drain was not used in Sweden. Kjellman tried to give his patents for the drain to the Swedish government, but they were not interested. So he sold his patents to Pieux Franki of Liege, Belgium, who bought the installation equipment from the SGI and promoted the use of the paper drain throughout the world. They were quite popular in Europe and especially in Japan, but most of the vertical drains installed in the world at that time were sand drains.

a) b)

Figure 4. Kjellman paper drain installation, near Halmsjön, Sweden, ca. 1946 or 1947. Prof. Karl Terzaghi (in the beret) visited the site as a consultant; Walter Kjellman is standing immediately to the left of Terzaghi in Figure 4a.

As mentioned, that was also true in Sweden, the home country of the Kjellman paper drain. It may have been a case of "a prophet having no honour in his own country". More importantly, however, it was probably due to the fact that the sand drain installation equipment was owned by the Swedish Road Board, and it was made available free of charge to contractors bidding on deep drainage projects for the main national highway system. Thus it was difficult for Pieux Franki or any other competing vertical drain system to compete on these projects.

Figure 5 is a map showing the test area at Halmsjön, near the location of Arlanda Airport, the current international airport for the city of Stockholm. For scale, the distance from the center of Stockhom to Arlanda is about 45 km. However, in the early 1950s, the only interntional airport for Stockholm was in Bromma, a suburb surrounded by residences and with no room for expansion to take care of the increasing demand for air travel.

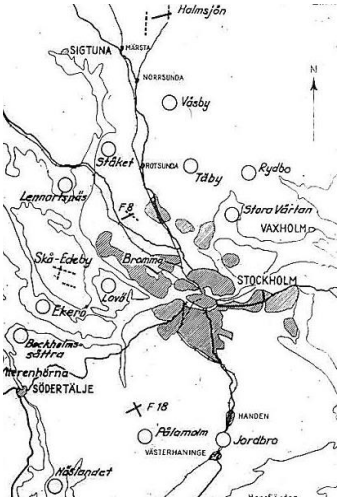



Figure 5. Map showing the test area at Halmsjön and Skå-Edeby, as well as their relation to Stockholm and its suburbs in the 1950s.

## 2.2. Sand Drains and the Skå-Edeby Test Field (1957-60; 1970-72)

In planning for a new airport for Stockholm, the Swedish Geotechnical Institute established a test field at one of the proposed sites near the village of Skå-Edeby about 25 km west of the city (Figure 5). Although there was sufficient land area for a major international airport, the site was underlain with 10-12 m of soft glacial and post-glacial clays, and experience with even low embankments on those types of soils suggested that undesirable settlements would likely occur under the runways and taxiways. As noted in the Introduction, procedures available for improvement of soft clays were limited, and preloading with sand drains was considered to be the most feasible foundation stabilization method for this site. In 1957, sand drains (160 mm diameter) were installed at various spacing under three loaded area test fills. One area was constructed without drains as a control section, and appropriate instrumentation (settlement gages, piezometers, and inclinometers) was installed under all four test fills. Hansbo (1960) described the site and its subsurface conditions, laboratory testing and soil properties, drain installation, instrumentation, and about three years of measurement results.

a) b)

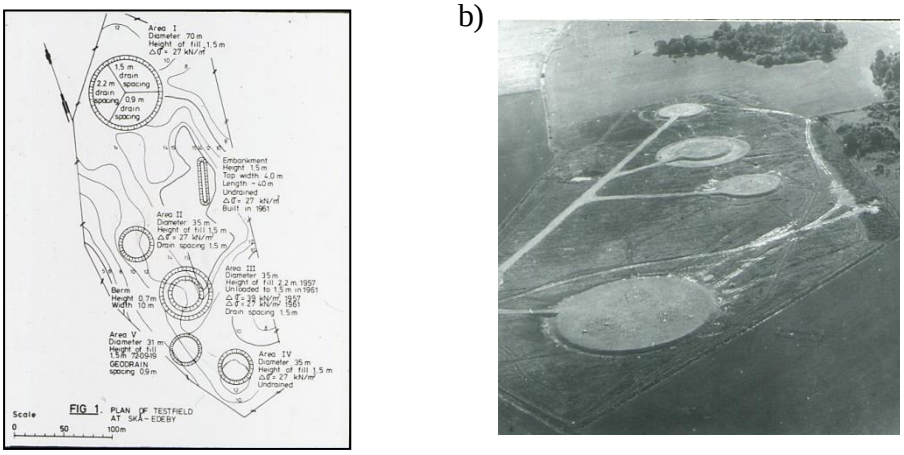



Figure 6. (a) Plan of the Skå-Edeby test field with some data about the test areas; (b) aerial photo of the original test field in 1957 shortly after the end of construction (Hansbo, 1960)

The SGI continued making settlement and piezometer measurements, but no detailed analysis of sand drain performance was performed until late 1970 when Dr. Bengt Broms, director of the SGI at that time, suggested that this might be an interesting project for me—and of course it was. The additional years of data indicated that all the sand drained areas had apparently reached equilibrium within a very few years. So the really interesting aspect was the behavior of Area IV, the undrained area. Even 13 years after loading, that area was still settling, and according to the SGI hydraulic piezometers installed in 1957, the excess pore water pressure was still quite high. This behavior was not well predicted by conventional settlement analyses and Terzaghi consolidation theory. Thus new sampling and laboratory testing were performed on samples taken from under and outside the undrained area. We also installed some new vibrating wire piezometers under this area and performed additional settlement analyses using the traditional Terzaghi and the Hansbo (1960) consolidation settlement analyses. Additional observations were made of the drained areas, and the secondary compression behavior of Area III, which had been unloaded in 1962, was investigated.

Figure 7 shows some results from test Area I with the three different drain spacings. Although as expected, the drains at 0.9 m settled the fastest, there was surprisingly little difference in the performance of 1.5 m and 2.2 m spacing. Figure 8a is a similar plot of data for the undrained area IV, while Figure 8b shows how much excess pore water pressure still remains under this loaded area even after 13 years of settlement. A detailed summary of laboratory and field data as well as an analysis of the settlement observations for all test areas is given by Holtz and Broms (1972).

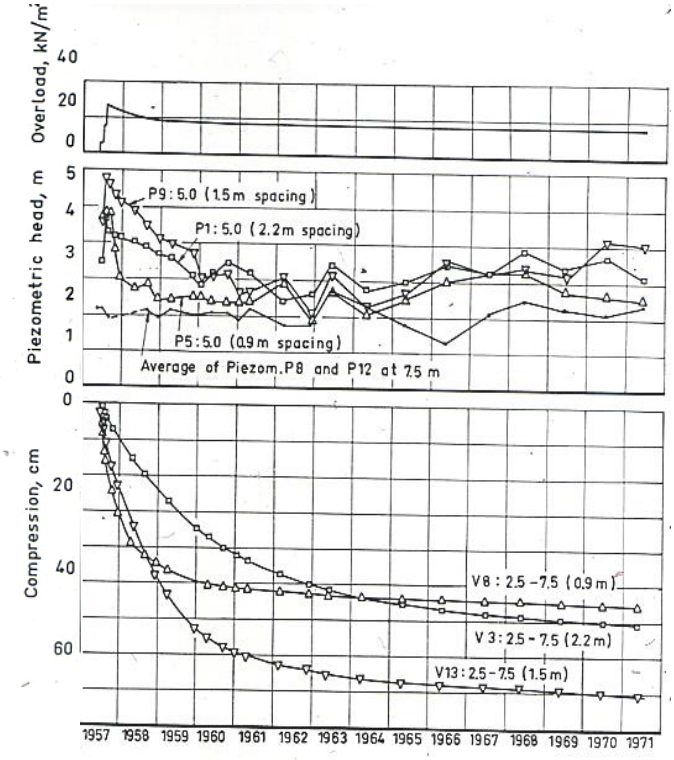
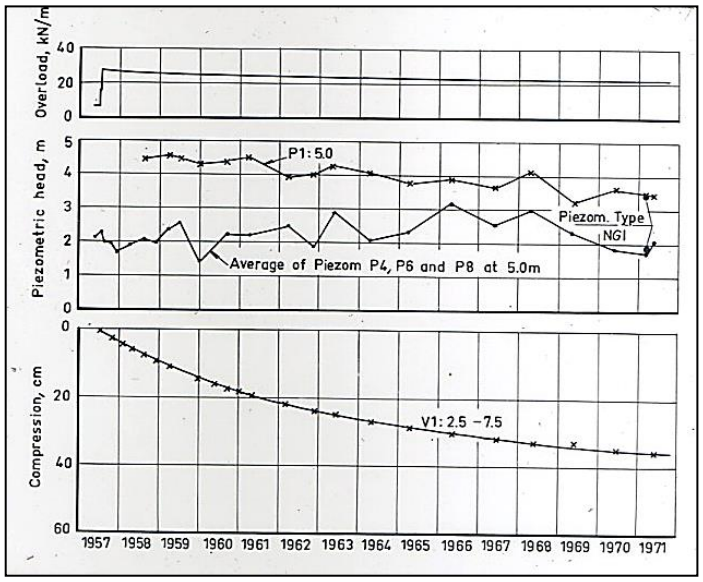



Figure 7. Settlement and pore pressure performance of Test Area I with three different drain spacings but under the same fill loading, 1.5 m of gravel fill (Holtz and Broms, 1972).

a)



b)

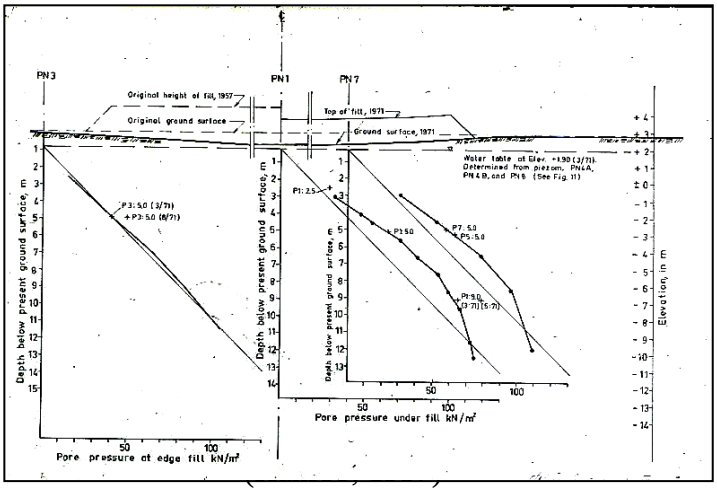



Figure 8. (a) Settlement and pore pressure performance of Test Area IV; (b) piezometric profiles under Area IV in 1970 (Holtz and Broms, 1972)

Because there was some controversy about the efficacy of sand drains (e.g., Casagrande and Poulos, 1969), we excavated about 2.5 m of gravel fill and clay crust in Area I to expose two sand drains (Figure 9). We took detailed water content and strength measurements adjacent to the drains in an attempt to detect the disturbed zone surrounding the drains. We found sand-filled fractures extending out from the drain, apparently caused by hydraulic fracturing during installation. These fractures had greatly increased the effective diameter of the drains and thereby significantly increased their effectiveness. A detailed summary of the observations, soils tests, and results of our investigations are given by Holtz and Holm (1973).

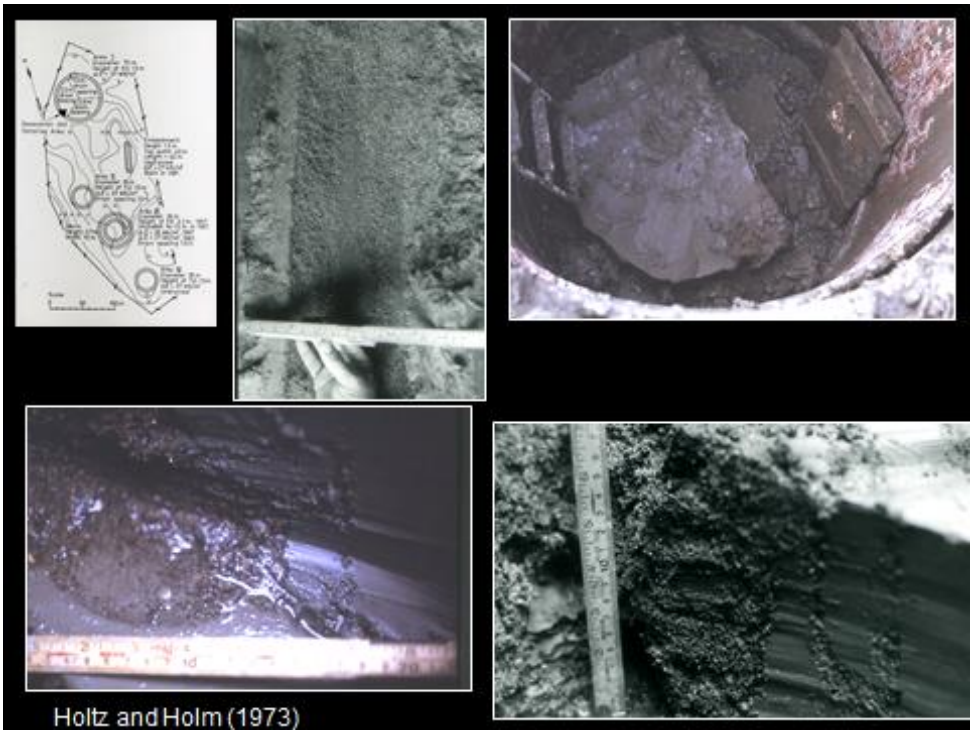



Figure 9. Photographs of sand drains excavated in Test Area I with 0.9 m drain spacing (Holtz and Holm, 1973).

## 2.3 Prefabricated Vertical (Geocomposite) Drains (PDV) and the Geodrain, 1972

The first modern prefabricated vertical geocomposite drain (PVD) was the *Geodrain*, developed in 1972, by O. Wager of the Swedish Geotechnical Institute. The early versions of the Geodrain used a kraft paper filter as shown in Figure 10a; later versions used a nonwoven geotextile filter. A few years later, Wager developed the Alidrain, shown in Figure 10b. An interesting early use of the geodrain was to reduce the pore water pressures caused by driving piling. Figure 11a is a photograph of Wager with his drain attached to a timber pile about ready to be driven. Figure 11b shows an already driven pile; water has collected at the top of the drain indicating that the system was indeed functioning as intended. For additional information about this case history, see Holtz and Boman (1974).

Since the late 1970s, a large number of PVDs, more than 50 or 60 different types, have appeared on the market. Because of competition, their cost has significantly decreased, and at the same time, contractors have developed rapid and efficient installation procedures. Consequently, with rare exceptions, all types of sand drains are virtually obsolete today (Holtz et al., 1991; Holtz et al., 2001). For additional information about PV drains, see Hansbo (1979 and 1981), Holtz (1987), Holtz and Christopher (1987), Hansbo (1997), and Holtz (2000).

a) b)

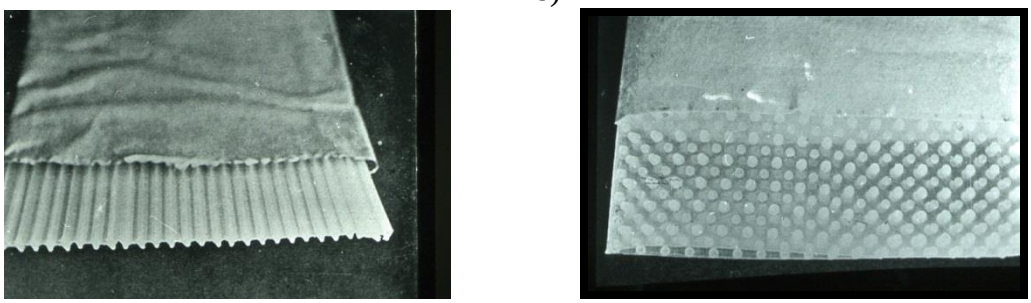


Figure 10. Two drains invented by O. Wager: (a) the Geodrain (1972), and (b) the Alidrain (1975).

a) b)

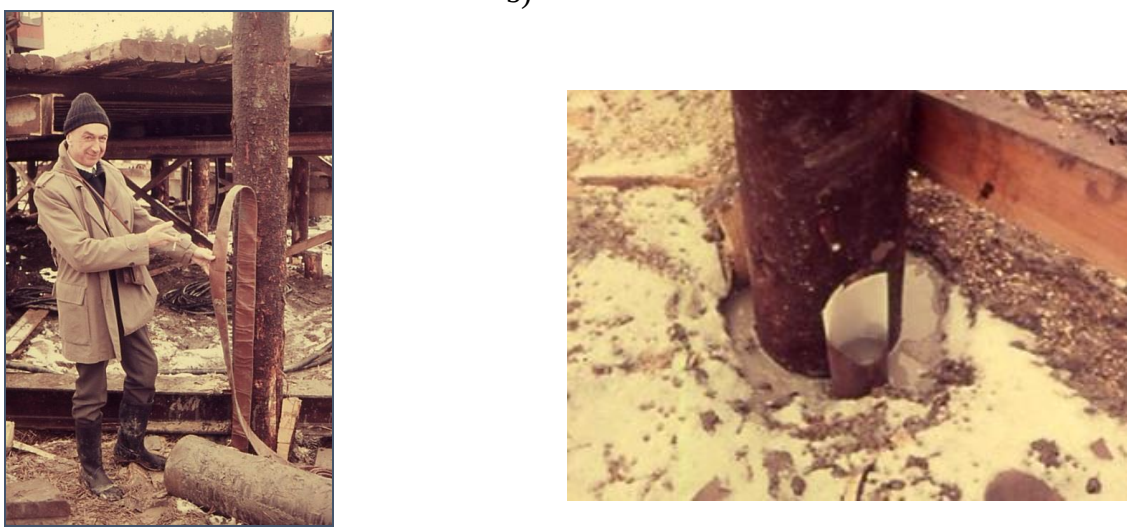


Figure 11. (a) O. Wager with his Geodrain attached to a timber pile; (b) an already driven pile with the geodrain and collected water.

Vertical drainage is usually used in connection with preloading and surcharging of soft clays. An excellent reference on the design of these projects considering both consolidation settlement as well as stability design is given by Ladd (1991) in his Terzaghi Lecture. For design to reduce secondary settlements, see Mesri and Feng (1991) and Mesri et al. (2001).

The detailed design of PVD systems in given by Holtz et al. (1991). They also provide practical suggestions for the geotechnical as well as PVD requirements and specifications, and other information about installation equipment, instrumentation and inspection, costs, and environmental aspects of PVD projects. Some suggestions are given as to what to do if the PVDs do not work. It is important to remember that for a successful PV drainage project:

- High quality site investigation and laboratory tests are essential
- Consider a full scale test embankment, especially for larger projects
- Instrumentation—piezometers (well calibrated), settlement gages, inclinometers – also essential
- Contractual authority to control the contractor – also essential to avoid failures due to surcharges
- Consider vacuum preloading and surcharging (see Holtz and Wager, 1975; Holtz et al., 1989 and 2001).

## 3. LIME COLUMNS

Today, lime columns are one method of deep soil mixing (DSM), but when they were first invented in Sweden by Kjeld Paus in 1967, as far as we knew then they were the only method for stabilization of soils with lime deeper than ordinarily used for roadway subgrade stabilization. Developments of DSM technology in Japan undoubtedly occurred about the same time, but it took until the 1980s before Japanese procedures were imported to North America and Europe. This section will focus on the early research and development of lime columns that I personally was involved in, although a few recent developments will also be mentioned.

Laboratory mixed test specimens of Swedish clays showed significant gain in strength even with modest amounts of lime, but mixing in the field was another matter. The Swedish companies BPA Byggproduktion AB and Lindén-Alimak AB worked with Paus to develop equipment for installing lime columns by what is now known as the "dry mix method." The early machine was able to install lime columns 0.5 m in diameter up to 6 m deep, and Paus' original intention was for lime columns to replace small diameter steel piling for housing and small buildings. But he was having difficulty getting his invention accepted, so in 1972, he asked the SGI for help. After some study of the limited laboratory data and field experience then available, Bengt Broms and I soon realized that lime columns were uneconomical in comparison with piling—they would never be able to compete is terms of cost/length/load capacity. But some possible alternate applications were possible: (1) reduce the settlements of lightly loaded structures, and (2) increase the stability of excavations and slopes. The first potential application had considerable promise, because in effect, the lime columns would in effect be extending the depth of the dry crust at the site. As we shall see, there were serious questions regarding the feasibility of the second potential application.

Because a field test seemed appropriate for testing the first alternate application, a loading test was designed and carried out at the Skå-Edeby Test Field (Figures 5 and 6) in December 1972. Figures 12 a-d are photographs I took that day of the first installation of lime columns. The columns were 0.5 m in diameter and installed to 6 m depth. Figure 13 is a schematic of the mixing tool; dry line is introduced using compressed air through the drill stem and out the hole at the top of the tool. Figure 14 shows the top of the installed lime column.

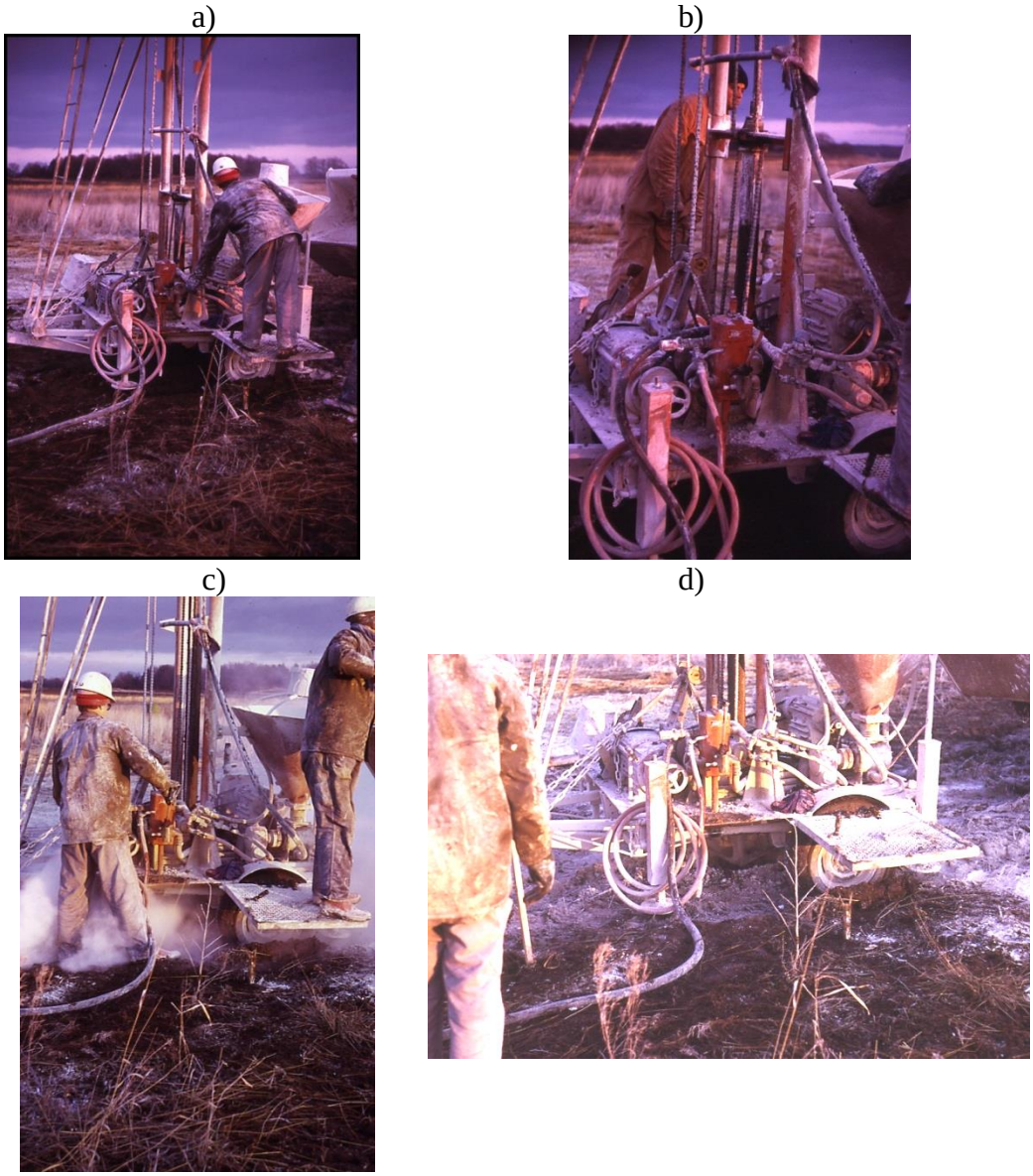



Figure 12. First installation of lime columns at Skå-Edeby test field, December 1972: (a) starting drilling; (b) close-up of installation equipment; (c) nearing the top of the hole; (d) the completed column with the special mixing tool visible at the bottom of the equipment.

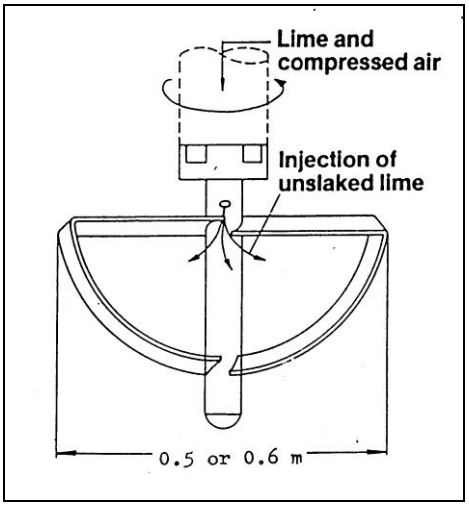



Figure 13. Schematic of the mixing tool.

Figure 14. Top of the installed lime column.

The lime columns were installed in a 4 m by 4 m test area that was to be subsequently loaded with a gravel embankment 0.6 m thick to simulate the loading that would be applied by a small apartment or commercial building. An adjacent 4 m by 4 m test area was constructed over unstabilized soils. Figure 15a shows some of the instrumentation for precise settlement measurements under the loaded areas, while Figure 15b shows the results of the settlement measurements carried out for more than 5 years. In this test, the lime columns significantly reduced the total settlements and made them much more uniform.

a) b)

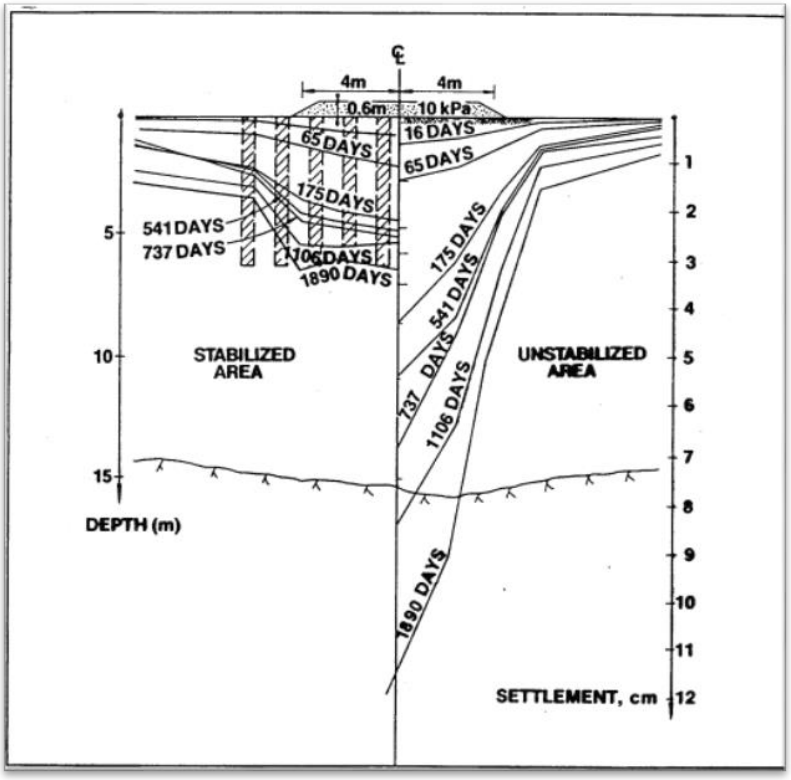



Figure 15. (a) Some of the precision instrumentation for settlement measurements; (b) settlement of the test embankments.

At the 10th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, a newer lime column machine was displayed (Figure 16a). This machine was able to install lime columns of 0.6

m in diameter to a depth of 10 m. Figure 16b shows a small cut stabilized with three rows of lime columns, and Figure 16c shows two previously installed lime columns in an excavation. In spite of the attempt to uniformly mix lime with the native soils, there are obvious zones of unslaked lime which are not likely to develop significant shear strength, especially when loaded laterally. Thus the second potential application, to increase the stability of excavations and slopes, is not very feasible.

a) b)

c)

Figure 16. (a) Installation machine able to install lime columns 0.6 m in diameter to a depth of 10 m; (b) small cut stabilized with three rows of lime columns; (c) excavation next to two previously installed lime columns.

Subsequent research on lime columns at the SGI has demonstrated the efficacy of the addition of other additives to the lime, e.g., Portland cement, fly ash, etc., especially when stabilizing soils containing even small amounts of organic materials. The availability of materials is also important, as supply often fluctuates and this and affect the prices contractors pay.

Procedures for designing stabilization with lime columns have been developed by Bengt Broms and his colleagues, and these are summarized by Holtz (1989). Primary uses for lime columns in Sweden has been to reduce the bump at the end of bridges, and to replace pile supported embankments, which although relatively inexpensive in Sweden, using lime column-stabilized approach embankments is often even cheaper than timber piling.

In their summary of DSM for soil improvement, Holtz et al. (2001) noted that most DSM methods use the "wet method" in which the lime and/or cement is introduced into the subsoil as a slurry. They also describe some of the recent developments in DSM methods, equipment, and procedures. One of the largest DSM projects was for the stabilization of the soft clays and hydraulic fill for the Kansai Airport in Osaka harbor. Another very successful application was for the Boston Central Artery crossing the Four Point Channel filled with the famous soft Boston blue clay. When highway I-15 was reconstructed in Salt Lake City, Utah, lime columns proved to be unsuccessful; they took too long to install, so an alternate stabilization method was used (lightweight polystyrene). Probably one the more interesting developments in DSM is the establishment of the Swedish Deep Stabilization Research Centre, at the Swedish Geotechnical Institute in Linköping, Sweden. This group has sponsored important specialty conferences in Sweden and abroad, and they have many publications, several in English. See their website for up-to-date information about their activities and publications.

## 4. DYNAMIC COMPACTION

Although there is some evidence that the Chinese using falling weights to compact soils (Mitchell and Soga, 2005), the first documented use in the United States was by the US Army Corps of Engineers for the stabilization of hydraulic fills at the Franklin Falls Dam in New Hampshire in 1935-6 (Figure 17). After the famous failure of Fort Peck Dam, Montana in 1938 due to static liquefaction, the Corps no longer constructed dams using hydraulic fill.

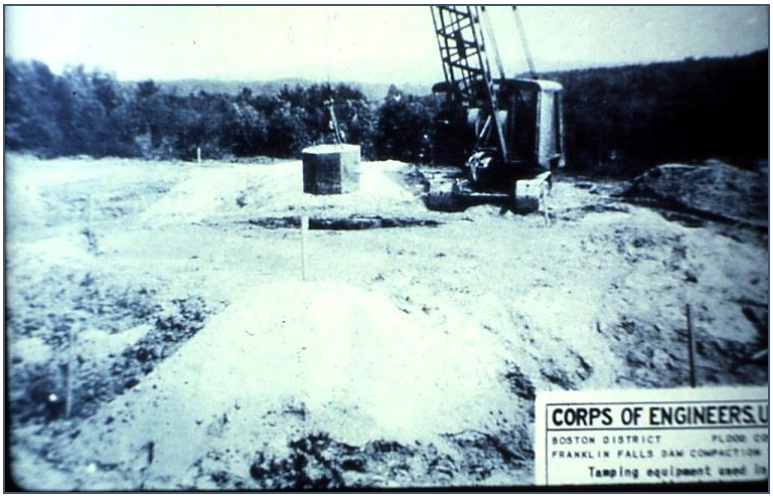



Figure 17. Compaction of hydraulic fill, Franklin Falls Dam, New Hampshire, 1935-6.

In the mid-1960s, Bob Lukas of STS Consultants in Chicago compacted rubble fills and other loose deposits by what he called "pounding." He first used a wrecking ball but soon realized that a flat bottom weight was more effective. In the late 1960s or early 1970s, Louis Menard in France developed and patented what he termed "dynamic consolidation." Several successful projects were carried out in Europe (Menard and Broise, 1975), although it soon became apparent that Menard's method was really compaction, i.e., densification and volume chance due to rearrangement of soil particles, rather than consolidation due to expulsion of excess pore water. When the Menard company expanded into the US in 1976-77, they threatened Bob Lukas with

patent infringement. He (probably less than politely) reminded them that he had been doing the same thing several years before their US patent was granted, and furthermore he could document these uses, and even furthermore, he didn't care about their patents.

Shortly after this, in 1979, I was involved with my Purdue colleague Prof. G. A. Leonards and William Cutter, a geotechnical consultant, in a soil improvement project in Indianapolis, Indiana. Dynamic compaction appeared to be the most feasible method to densify very loose sands at the site of a new warehouse located in a former sand and gravel processing pit. We informed the contractor about Menard's patents, but he was unconcerned. So a first trial field test was performed with a concrete-filled steel box with a mass of about 4100 kg and dropped 9 m with an ordinary construction crane in a simple three-drop point pattern. Figure 18 shows the initial drop pattern, location of CPTs, and the increase in density after seven drops. A second trial with a heavier mass, 5900 kg, and with a drop height of 12 m on a 25 drop point pattern resulted in even more dramatic improvement in cone resistance. Figure 19 shows the drop pattern along with three photographs of the test drops, and Figure 20 indicates the degree of improvement before and after compaction.

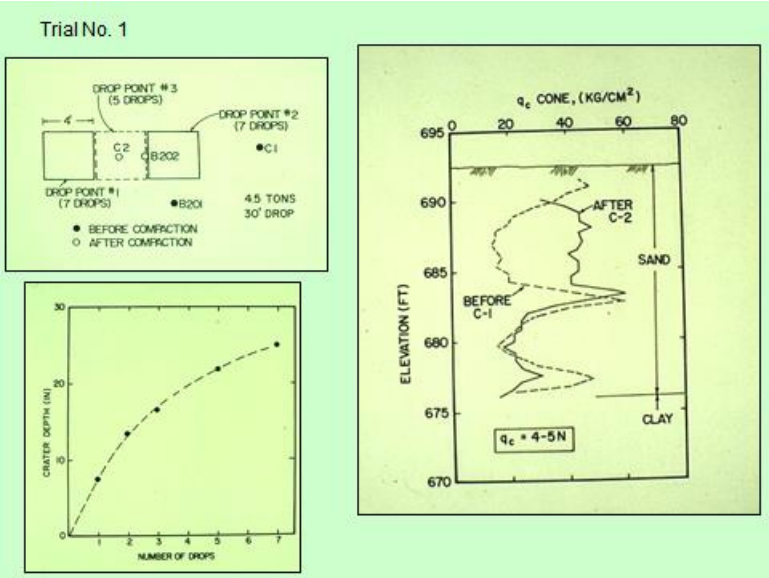



Figure 18. Trial No. 1: initial drop pattern and location of CPTs and the increase in density after seven drops.

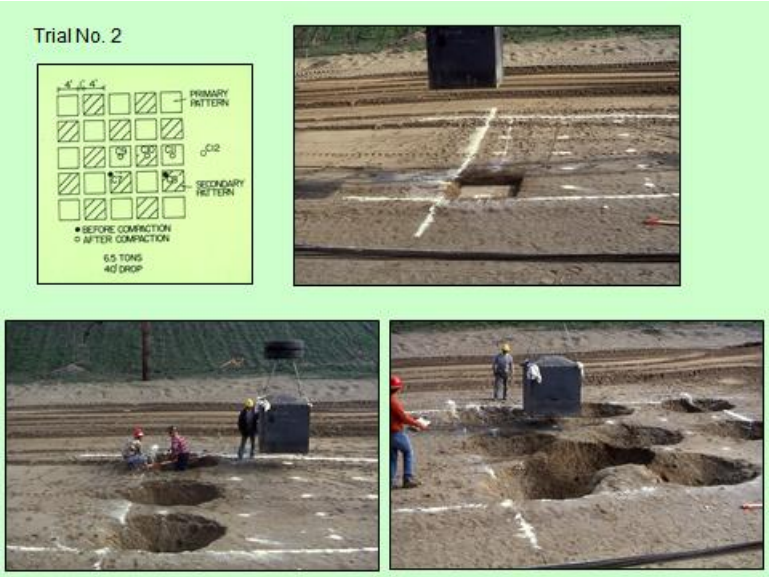



Figure 19. Trial No. 2: Drop pattern and three photographs of the test drops.

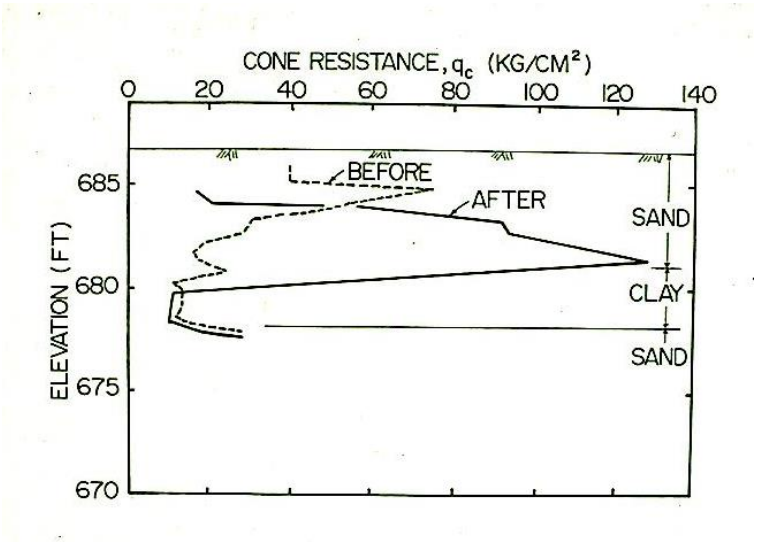



Figure 20. Typical CPT results of Trial No. 2.

From Trial No. 2 and other testing during construction, we discovered that the presence of a clay layer in between two loose sand layers very effectively dampens the vibrational energy and prevents densification of the loose sands below it. Dynamic compaction leaves craters in the surface and it tends to loosen the near-surface sands. Thus contractors usually fill the craters and the surface is compacted with vibratory rollers or plate vibrators. A detailed description of the two test trials, additional subsurface information, results of vibration measurements on already placed footings, and other interesting observations are detailed in the paper by Leonards, Cutter, and Holtz (1980).

Menard and Broise (1975) proposed that the depth of influence of dynamic compaction could be estimated from the relationship, $D = \sqrt{Wh}$. We found however that a better fit of the available data in Figure 21 including our own indicated that the relationship should be $D = \frac{1}{2}\sqrt{Wh}$. Mayne

et al. (1984) collected more case histories that they showed that the exponent $n$ in $D = (Wh)^n$ ranges from 0.3 to 0.8, so 0.5 is a good average value (Figure 22).

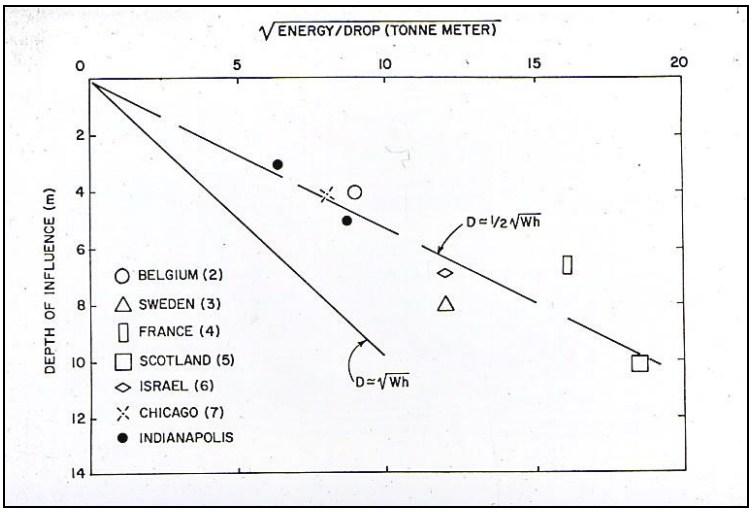



Figure 21. Depth of influence of dynamic compaction as a function of the energy/drop.

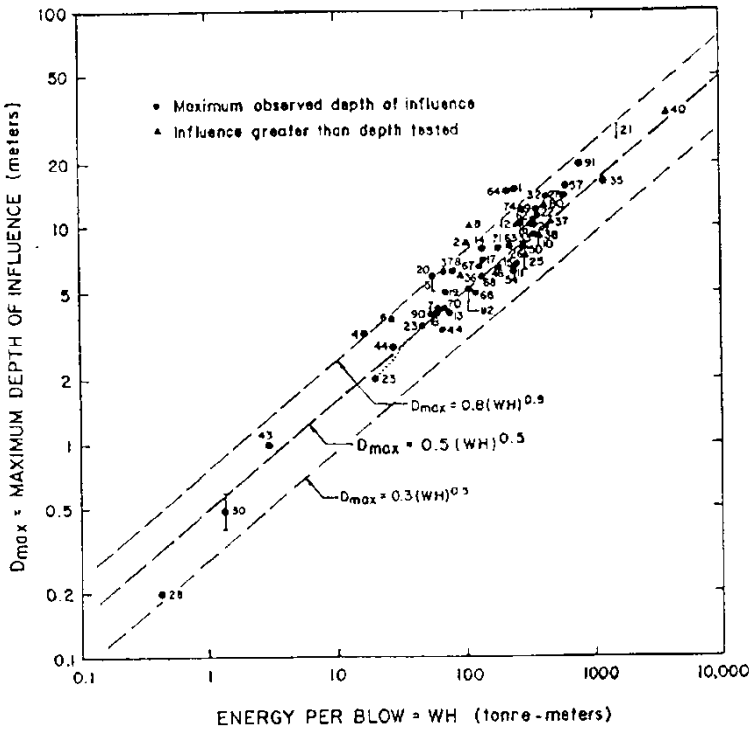



Figure 22. Depth of influence vs. energy per drop reported by Mayne, Jones, and Dumas (1984).

Figure 23 is an attempt to measure the total energy applied to the degree of improvement. The data at that time suggested that a maximum degree of improvement that could be expected is a CPT $q_c$ about 150 MPa. As discussed by Leonards, Cutter, and Holtz (1980), so many variables affect both dynamic compaction and CPT measurements that it is difficult to draw any conclusions

for other projects. However, Mayne et al. (1984) used a different and simpler measure of applied energy, and their relationship, shown in Figure 24, is quite good.

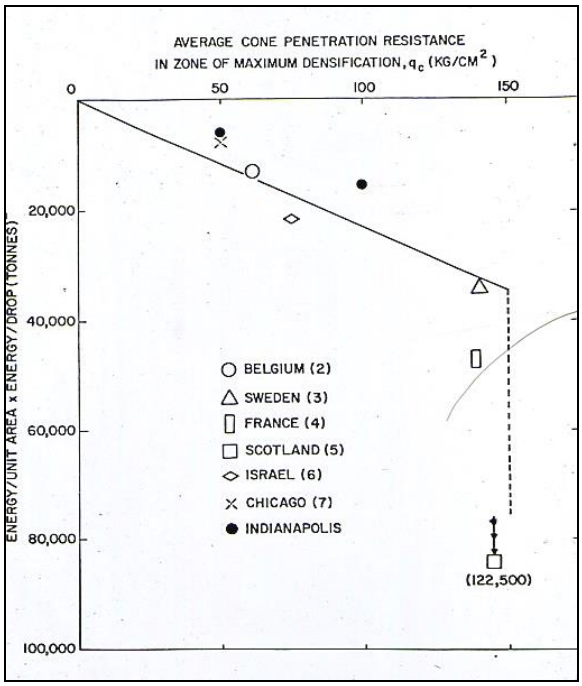



Figure 23. Average cone penetration resistance vs. a measure of the energy applied to the compacted site.

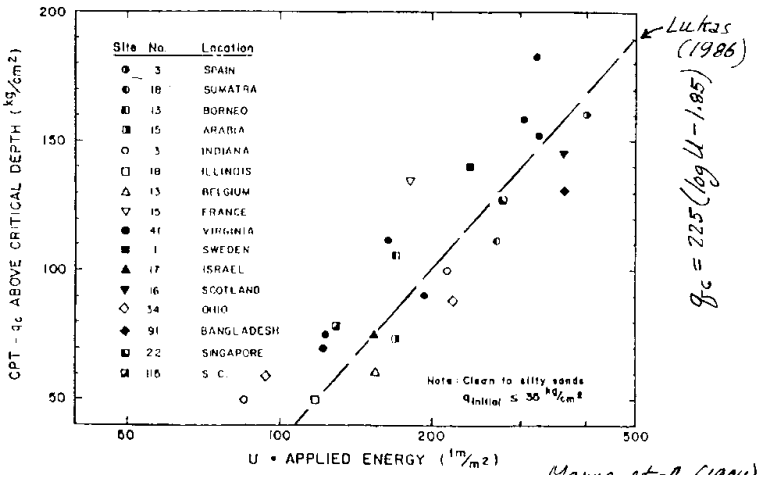



Figure 24. Cone penetration resistance vs. applied energy/area (Mayne, Jones, and Dumas, 1984).

Since the early 1980s, not much has changed in dynamic compaction. Contractors have learned how to modify their cranes to avoid equipment damage and failures. The US FHWA has sponsored two projects to review and summarize practice, and both projects were led by Bob Lukas. His two reports are excellent summaries of what we have learned since those early days;

see Lukas (1986 and 1995). One table (Table 1) from Lukas (1995) is worth showing here as it tends to confirm the information in Figures 23 and 24.

**Table 1.** Upper bound test values after dynamic compaction.[32]

| | Maximum Test Value | | |
|---|---|---|---|
| **Soil Type** | **Standard Penetration Resistance (blows / 300 mm)** | **Static Cone Tip Resistance (MPa)** | **Pressuremeter Limit Pressure (MPa)** |
| Pervious coarse-grained soil: | | | |
| sands & gravels | 40 - 50 | 19 - 29 | 1.9 - 2.4 |
| Semipervious soil: | | | |
| sandy silts | 34 - 45 | 13 - 17 | 1.4 - 1.9 |
| silts & clayey silts | 25 - 35 | 10 - 13 | 1.0 - 1.4 |
| Partially saturated impervious deposits: | | | |
| clay fill & mine spoil | 30 - 40* | N/A | 1.4 - 1.9 |
| Landfills | 20 - 40* | N/A | 0.5 - 1.0 |

*Higher test values may occur due to large particles in the soil mass.

## 5. PILE-SUPPORTED EMBANKMENTS (WITH GEOTEXTILE REINFORCEMENT)

It is interesting that pile-supported embankments constructed on soft foundations have only been recently discovered—more correctly, rediscovered—in the US. As far as I can determine, piles have been used in Scandinavia since the 1920s for support of railway embankments. I suspect it was not long after before the same technique was also used for highway and other embankment fills. By the 1960-70s, pile-supported embankments were typical practice, especially for the support approach embankments for bridges on soft soils. Figures 25 and 26 show examples of two highway projects in Sweden from that era.

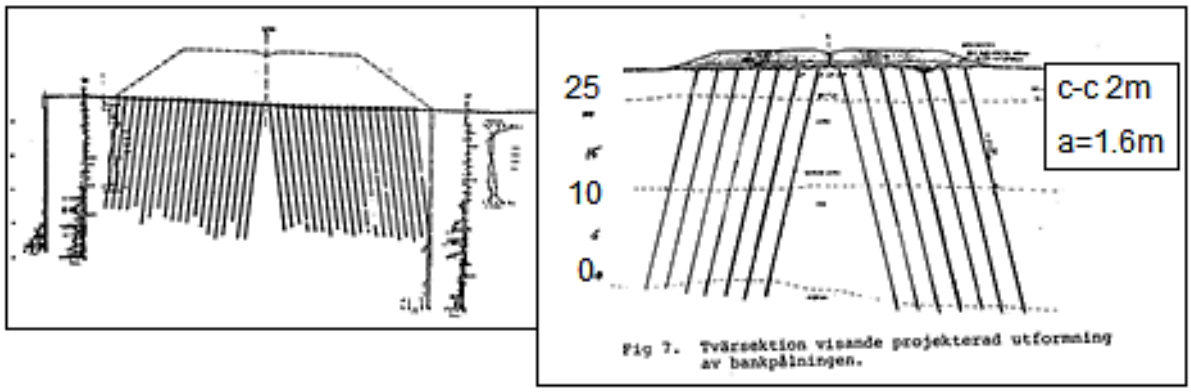



Figure 25. Cross-section of two pile-supported highway embankments in Sweden (Andreasson, 1975)

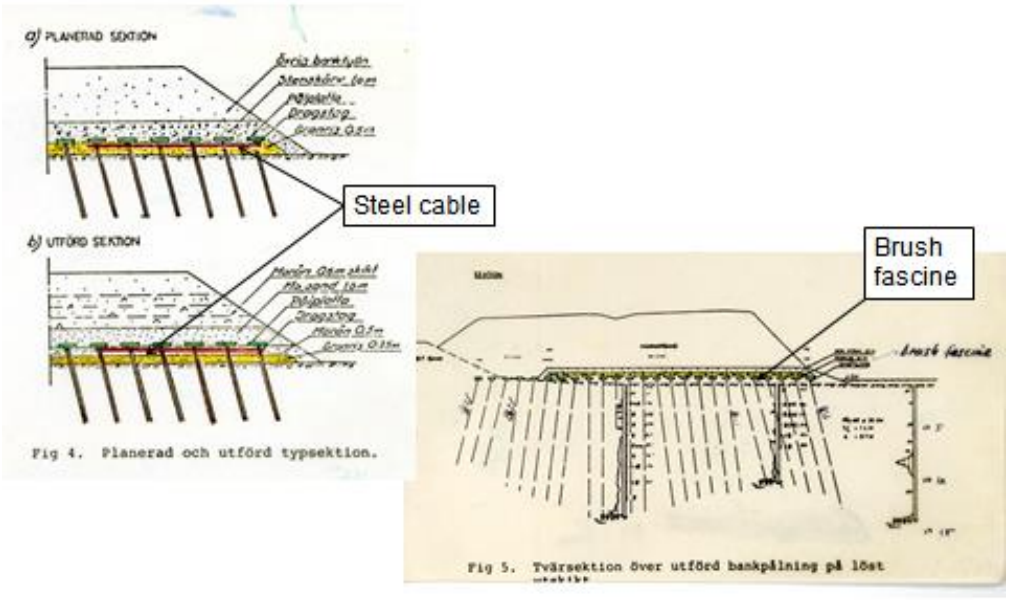



Figure 26. Cross-sections from a case history of a pile-supported highway embankment in Sweden, as reported by Andreasson (1975).

As seen in Figure 25 and 26, the usual way to resist the lateral earth pressures exerted by the embankment was to drive the piles inclined, and if additional lateral support was required, to use either brushwood fascines between the pile caps or even steel cables to tie the pile-pile cap system together.

I first got involved in pile-supported embankments in 1972 at a site in SW Sweden near the village of Nol where a new bridge was being constructed. Due to a highly irregular bedrock surface, there was concern that inclined piles under the approach embankments would not seat properly when subsequently loaded by the embankment and this could lead to excessive settlements or maybe even a failure of the embankment. The solution was to drive the piles vertical and then take up the horizontal forces with three layers of an industrial grade 100 g/m$^2$ multifilament woven polyester textile (Figures 27 and 28). The site was well documented and well instrumented, and all indications are that the reinforcement performed very well. See Holtz and Massarsch (1976 and 1993) for additional details about this case history.

Figure 27. Four photographs taken during the original construction in 1972.

Figure 28. Photographs of the completed project in 1972.

In 2001, the highway was rebuilt and a sample of the reinforcing textile was retrieved and tested. The results of these tests were reported by Harney and Holtz (2006). When pile-supported embankments began to be employed in the US, the technology was called "column supported embankments" (CSE) because the columns can be piles, lime-cement columns or other types of columns (e.g., vibro-replacement, stone, geotextile-encased, vibro-concrete, etc.) This is one of the advantages of CSE, that any pile or column type may be used. The main objective is to reduce or eliminate settlement and/or stability problems, and another great advantage, especially in urban areas, is that construction of CSE is much faster than other soil improvement methods. Disadvantages include high initial costs and that design methods are not standardized.

The US FWHA (2006) has developed criteria for successful CSE projects:

- Clear spans between columns < 3 m
- A minimum of three layers of geosynthetic reinforcement in the load transfer platform (LTP)
- Spacing between reinforcement layers is 200-450mm
- The initial strain in the reinforcement is limited to 5%
- Select granular fill with a friction angle > 35º is used in the LTP
- Platform thickness is ≥ ½ the clear span between columns
- Columns are designed to carry full embankment load
- Embankment height > clear span between columns
- Area replacement ratio (Ac/A) is between 5-20%

A short description of CSE technology can be found in the FHWA Resource Center, Geotech & Hydraulics Team publication:

http://www.fhwa.dot.gov/resourcecenter/teams/geotech/geo_3PSE.pdf

For more information, see FHWA (2006).

## 6. CLOSING REMARKS

This paper describes personal experiences with some "early" (1960s-1970s) developments in soil improvement—mostly, but not all, at the Swedish Geotechnical Institute. They included

- PV drains
- Lime columns
- Dynamic compaction
- Pile supported embankments

In addition, some modest updating of recent developments in these technologies has been provided.

Finally, I congratulate Professor Kutay Özaydin upon his retirement. Both of us were students of Professor Raymond Krizek and proud graduates of Northwestern University. From the presentations at the honorary symposium at Yildiz Technical University, Istanbul, July 2, 2014, it is clear that during his long and productive career, Professor Özaydin has made many significant contributions to geotechnical engineering, both in Turkey and internationally. His many honors are well deserved, and I am pleased to provide this small contribution to his honorary symposium.

## REFERENCES

Barron, R. A. (1948) "Consolidation of Fine-Drained Soils by Drain Wells," *Transactions*, ASCE, Vol. 113, pp. 718-747.

Casagrande, L. and Poulos, S. (1969) "On the Effectiveness of Sand Drains", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, No. 3, pp 297-326.

FHWA (2006) "Column Supported Embankments, Technical Summary No. 7 in *Ground Improvement Methods*, Reference Manual—Volume II, US Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-NHI-06-020.

Hansbo, S. (1960) "Consolidation of Clay, with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains," *Proceedings No. 18*, Swedish Geotechnical Institute.

Hansbo, S. (1979) "Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains," *Ground Engineering*, Vol. 12, No. 5, pp. 16-25.

Hansbo, S. (1981) "Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains," *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 12-22.

Hansbo, S. (1997) "Practical Aspects of Vertical Drain Design," *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. 3, pp 1749-1752.

Harney, M. D. and Holtz, R. D. (2006) "Mechanical Properties of Geotextile Reinforcement from Sweden, 30 Years After Installation", *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp 1041-1044 (CD-ROM).

Holtz, R. D., (1987) "Preloading with Prefabricated Vertical Strip Drains", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 6, Nos. 1-3, pp. 109-131. (Also published in *Proceedings* of the First Geosynthetic Research Institute Seminar on Very Soft Soil Stabilization Using High Strength Geosynthetics, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, pp. 104-129.)

Holtz, R.D. (1989) *Treatment of Problem Foundations for Highway Embankments*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 147, Transportation Research Board.

Holtz, R. D. (2000) "Prefabricated Vertical Geocomposite Drains", Special Lecture 1-2, *Proceedings* of the International Symposium on Geotechnics Kochi (ISGK2000), Kochi, Japan, pp 13-21. (Also in *Geotechnical Engineering Trends in the New Millennium*, Proceedings of the 18th Central Pennsylvania Geotechnical Conference, ASCE/PennDOT, Hershey, Pennsylvania, Paper 6, pp 1-21.)

Holtz, R. D. and Boman, P. (1974) "A New Technique for Reduction of Excess Pore Pressures During Pile Driving", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 3, pp. 423-430.

Holtz, R. D. and Broms, B. B. (1972) "Long Term Loading Tests at Skå-Edeby, Sweden", *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, West Lafayette, Indiana, Vol. I, Part 1, pp. 435-464. (Also in *Reprints and Preliminary Reports No. 51*, Swedish Geotechnical Institute, and in *Publications* of the Centenary Celebration of the Hochschule für Bodenkultur in Vienna, Lectures of the Faculty of Kulturteknik und Wasserwirtschaft, Vienna, Austria, Vol. V, Part 2, 1973, pp. 151-180.)

Holtz, R. D. and Christopher, B. R. (1987) "Characteristics of Prefabricated Drains for Accelerating Consolidation", *Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, Ireland, Vol. 2, pp. 903-906.

Holtz, R. D. and Holm, B. G. (1972) "Excavation and Sampling Around Some Sand Drains at Skå-Edeby, Sweden", *Lectures of the Sixth Scandinavian Geotechnical Meeting*, Trondheim, Norway, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 75-89. (Also in *Reprints and Preliminary Reports*, Swedish Geotechnical Institute, No. 51.)

Holtz, R. D., Shang, J. Q., and Bergado, D. T. (2001) "Soil Improvement", Chapter 15 in *Geotechnical and Geoenvironmental Handbook*, R. K. Rowe, Editor, Kluwer Academic Publishers, pp 429-462.

Holtz, R.D. and Wager, O. (1975) "Preloading by Vacuum—Current Prospects", *Transportation Research Record 548*, pp. 26-29.

Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Pedroni, S. (1991) *Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance*, CIRIA, Butterworths-Heinemann, London, England, 131 pp.

Holtz, R. D. and Massarsch, K. R. (1976) "Improvement of the Stability of an Embankment by Piling and Reinforced Earth", *Proceedings of the Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vienna, Austria, Vol. 1.2, pp. 473-478.

Holtz, R. D. and Massarsch, K. R. (1993) "Geotextile and Relief Piles for Deep Foundation Improvement—Embankment Near Göteborg, Sweden", *Geosynthetics Case Histories*, G. P. Raymond and J. P. Giroud, editors, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Canada, pp. 168-169.

Kjellman, W. (1948a) "Accelerating Consolidation of Fine-Grained Soils by Means of Cardboard Wicks," *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 2, Subsection 9d1, pp. 302-305.

Kjellman, W. (1948b) Discussion to "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells," *Transactions*, ASCE, Vol. 113, pp. 748-751.

Ladd (1991) "Stability Evaluation for Staged Construction of Embankments on Soft Ground", 1986 Terzaghi Lecture, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 117, no. 4, pp 537-615 .

Mesri, G. and Feng, T.-W. (1991), "Surcharging to Reduce Secondary Settlements," *Proceedings of Geo-Coast '91* conference, Yokohama, pp 359-364.

Mesri, G., Ajlouni, M. A., Feng, T.-W., and Lo, D. O. K. (2001) "Surcharging of Soft Ground to Reduce Secondary Settlements," *Soft Soil Engineering*, Proceedings of the Third International Conference on Soft Soil Engineering, Lee, C.-F. et al., editors, Hong Kong, pp. 55-65.

Lukas, R. G. (1986) "Dynamic Compaction for Highway Construction. Volume I: Design and Construction Guidelines," Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD-86/133.

Lukas, R. G. (1995) "Dynamic Compaction," FHWA *Geotechnical Engineering Circular No. 1*, FHWA Report FHWA-SA-95-037, 105 pp.

Mitchell, J. K. and Soga, K (2005) *Fundamentals of Soil Behavior*, 3rd Edition, Wiley, 577 pp.

Menard, L., and Broise, Y. (1975) "Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation," *Géotechnique*, Vol. 25, No. 1, pp.3-18.

Mayne, P. W., Jones, J. S., and Dumas, J. C. (1984) "Ground Response to Dynamic Compaction," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 6, pp. 757-

Rixner, J. J., Kraemer, S. R., and Smith, A. D. (1986) "Prefabricated Vertical Drains, Vol. 1: Engineering Guidelines," Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-86/168, 117 pp.

**Prof. Dr. M. Nuray AYDINOĞLU**

**Boğaziçi Üniversitesi**
**Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü**
**Deprem Müh. Bölümü**
**aydinogn@boun.edu.tr**

# DEPREMDE YAPI – KAZIK – ZEMİN ETKİLEŞİMİ İÇİN PRATİK BİR YÖNTEM

## A PRACTICAL METHOD FOR STRUCTURE – PILE – SOIL INTERACTION UNDER SEISMIC ACTION

**M. Nuray AYDINOĞLU[1], U. Utku CELEP[2], Göktürk ÖNEM[3]**

## ÖZET

Üstyapı ile zeminin tek bir ortak sistem olarak sonlu eleman modeli ile idealleştirildiği ve taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında analiz edildiği yönteme *Direkt (Doğrudan) Yöntem* adı verilir. *Altsistem Yöntemi*'nde ise kazıklarla birlikte zemin ortamı ve üstyapı ayrı ayrı birer altsistem olarak modellenir. Uygulamada altsistem yöntemi çerçevesinde dinamik etkileşim, *kinematik etkileşim* ve *eylemsizlik etkileşimi* olarak iki aşamada incelenmektedir. Özellikle kazıklı temel sistemlerinde kinematik etkileşim, kazıkların nonlineer dinamik davranışı bakımından büyük önem taşır. Bu çalışmada, zemin-kazık-yapı sistemlerinin pratik analizi için uygulamada standart hale gelmiş geoteknik verilerin zemin ve kazık – zemin etkileşimi modellemelerinde esas alındığı etkin ve nisbeten basit bir nonlineer dinamik etkileşim analizi yöntemi önerilmektedir.

**Anahtar sözcükler:** Kinematik etkileşim, eylemsizlik etkileşimi, kazıklı temeller, nonlineer davranış

## ABSTRACT

The soil-structure system may be analysed as a single common system through *Direct Method* of analysis under the earthquake action defined at the bedrock. Alternatively soil including piles and the structure can be modeled as subsystems within the framework of *Substructure Method*. In practice substructure method is implemented in two stages, namely *kinematic interaction* and *inertial interaction*. In particular, kinematic interaction may be significant for the nonlinear response of piled systems. In this study, a relatively simple but an efficient analysis procedure is proposed for structure-pile-soil systems, which can be modeled by standard geotechnical parameters.

[1] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Müh. Bölümü aydinogn@boun.edu.tr
[2] Dr. Müh., GeoDynamix Geoteknik Tasarım ve Danışmanlık, celepu@geo-dynamix.com
[3] Dr. Müh., 2ER Müşavirlik A.Ş., gokturkonem@2er.com.tr

**Keywords:** Kinematic interaction, inertial interaction, piled fpoundations, nonlinear response.

# 1. GİRİŞ: DEPREMDE YAPI – ZEMİN ETKİLEŞİMİ

Mühendislik uygulamaları açısından bakıldığında, bütün dünyada ve aynı zamanda bu memlekette dinamik yapı-zemin etkileşimi genellikle yanlış, en azından eksik bilinen bir olaydır. Etkileşim, *karşılıklı etki* demektir. Türkçe'de "*şim*" eki *karşılılık* ifade eder. Bu anlamda yapı-zemin etkileşimi deyince iki yönlü bir olguyu, yani zeminin yapıyı etkilemesi karşılığında yapının da zemini etkilemesini ifade etmiş oluyoruz. Ancak uygulamada genellikle tek yönlü olarak zeminin yapıyı etkilemesi olgusu, o da eksik biçimde olmak üzere, ön plana çıkarılır.

Yapı-zemin etkileşiminin doğru ve eksiksiz bir tanımı nasıl yapılabilir? *Yapı-zemin etkileşimi*, deprem etkisi altında (i) zemin ortamının, (ii) yüzeysel veya gömülü yapı temelinin ve eğer varsa kazıkların, (iii) üstyapının birarada gözönüne alındığı ortak bir model çerçevesinde, yapı ve *zeminin deprem sırasında birbirlerini karşılıklı olarak etkilemesi* olarak tanımlanabilir. Taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinden oluşan ve zemin ortamı içinde yayılarak yapı temeline ulaşan deprem dalgaları, kısmen yapı temelinden yansıyarak zemin ortamına geri dönerler, bir kısmı da üstyapıya geçerek onun titreşimine yol açarlar ve bu kez üstyapıdan yansıyarak tekrar zemin ortamına geri dönerler. Olaya biraz daha yakından bakalım: Zemin ortamının geometrik, mekanik ve dinamik özellikleri hiç kuşkusuz üstyapıya aktarılan deprem dalgalarını etkiler, ancak buna karşılık üstyapının geometrik, mekanik ve dinamik özellikleri de üstyapıdan zemine geri yansıyan dalgaları etkileyerek taban kayasından gelen deprem dalgalarını değişikliğe uğratırlar. İşte üstyapıda ve zeminde meydana gelen bu karşılıklı etkilerin tanımladığı dinamik olaya *yapı-zemin etkileşimi* diyoruz. Üstyapının ve zeminin nonlineer davranmaları durumunda yapı-zemin etkileşimi, deprem dalgalarını değişime uğratmanın ötesinde hem üstyapının, hem de zeminin mekanik özelliklerini de etkiler ve bu değişen özellikler deprem dalgalarının değişimini ayrıca etkiler. Üstyapı temelinin kazıklı olması durumunda, kazıklar da taban kayasından gelen ve yansıyan deprem dalgalarının değişimine katkıda bulunurlar ve karşılığında kendileri de önemli derecede deformasyona uğrarlar ve hatta nonlineer davranış göstererek kendi mekanik özelliklerini değiştirirler.

Bu çalışmada, zemin – kazık – yapı sistemlerinin pratik analizi için uygulamada standart hale gelmiş geoteknik verilerin zemin ve kazık – zemin etkileşimi modellemelerinde esas alındığı etkin ve nisbeten basit bir nonlineer dinamik etkileşim analizi yöntemi önerilmektedir.

# 2. YAPI – ZEMİN ETKİLEŞİMİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Yapı-zemin etkileşimi genel olarak iki yöntem ile analiz edilebilir (Aydınoğlu 1993):

## 2.1. Direkt (Doğrudan) Yöntem (Ortak Sistem Yöntemi)

Üstyapı ile zeminin tek bir ortak sistem olarak sonlu eleman modeli ile idealleştirildiği ve taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında analiz edildiği yönteme "*Direkt (Doğrudan) Yöntem*" adı verilir. Bu yöntemde zemin ve üstyapıdaki tüm geometrik ve mekanik özellikler ile nonlineer davranış uygun bir biçimde gözönüne alınabilir. Zemin ortamının sonsuzluğunu ifade edebilmek için bu ortamın dış sınırlarına "*geçirgen sınırlar – transmitting boundaries*" adı verilen yapay sınır koşulları uygulanır. Böylece temelden yansıyarak ve üstyapıdan geri dönerek zemin ortamı içinde dışa doğru yayılan deprem dalgalarının, sonlu eleman modelinin sınırlarından tekrar yansıyarak zemin ortamına geri dönmesi önlenmiş olur.

*Direkt Yöntem*'de, kuvvetli yer hareketi altında gerek üstyapıda, gerekse zeminde neydana gelebilecek nonlineer şekildeğiştirmelerin "*üstyapı-zemin ortak sistemi*"nin zaman tanım alanında analizi ile doğrudan elde edilebilmesi olanağı teorik olarak mevcuttur. Ancak günümüzde her iki ortamdaki nonlineer özellikleri tam olarak temsil edebilecek ve deprem mühendisliği açısından pratik olarak kullanılabilecek yazılımlar maalesef mevcut değildir. Bu nedenle aşağıda açıklanan *Altsistem Yöntemi* yaklaşıklığına rağmen tercih edilebilmektedir. Yöntemin yaklaşıklığı, altsistem yaklaşımının teorik olarak sadece lineer sistemler için geçerli olmasıdır.

## 2.2. Altsistem Yöntemi

*Altsistem Yöntemi*'nde kazıklarla birlikte zemin ortamı ve üstyapı ayrı ayrı birer altsistem olarak modellenir. Bu modelleme pratikteki işbölümüne de uygundur. Gerçekten uygulamada zemin-kazık altsistemi ile üstyapı altsistemi, farklı uzmanlık alanlarındaki mühendislik grupları tarafından ayrı ayrı modellenir ve farklı bilgisayar yazılımları ile analiz edilir. Ancak bu farklı uzmanlık gruplarının aynı zamanda birbirlerinin ne yaptığını bilerek çalışmaları gerekir. Bu anlamda yapı-zemin etkileşimi aynı zamanda "*yapıcı-zeminci etkileşimi*"dir. *Altsistem Yöntemi*'nde, üstyapı altsistemi ile kazık–zemin altsisteminin arakesitindeki bina temeli ve eğer varsa bodrum katların dış perdeleri (bodrum kutusu) üç boyutlu sonsuz rijit bir eleman olarak modellenir. Günümüzde radye temel sisteminin yaygın olarak kullanılması, bodrum döşemelerinin de dış bodrum perdeleri için birer berkitme elemanı gibi çalışmaları nedeni ile, sonsuz rijit bodrum kutusu idealleştirmesi kabul edilebilir bir yaklaşıklık olarak değerlendirilebilir.

*Altsistem Yöntemi* çerçevesinde zemin-kazık altsisteminde, eğer varsa zemin iyileştirmesi (taş kolon, jet grout, vb) de gözönüne alınarak, tabakalı zeminin nonlineer dinamik özellikleri, temel geometrisi ve sınır koşulları ve eğer varsa kazıkların da nonlineer dinamik özellikleri dikkate alınır. *Temelin kütlesi gözönüne alınmaz* ve modelin dış sınırları olarak *geçirgen sınırlar* kullanılır.

# 3. KİNEMATİK ETKİLEŞİM VE EYLEMSİZLİK ETKİLEŞİMİ

Altsistem modellemesi ile, yapı-zemin dinamik etkileşiminin

**(a)** Kinematik Etkileşim
**(b)** Eylemsizlik Etkileşimi

olmak üzere iki kısma ayrılması mümkün olmaktadır. İlk kez Whitman tarafından tanımlanan ve yapı-zemin etkileşiminin kavramsal olarak açık-seçik anlaşılmasını sağlayan bu ayırım esas alınarak, yine Whitman tarafından etkileşim probleminin çözümü için *Üç Adım Yöntemi* adı verilen bir yöntem önerilmiştir (bkz. Whitman and Bielak 1980).

Uygulama için bu çalışmada önerilen pratik yöntem de, hem ortak sistem yaklaşımı, hem de aşağıda açıklanan *Üç Adım Yöntemi* çerçevesinde altsistem yaklaşımı esas alınarak özellikle zayıf zeminler üzerinde inşa edilen yapılar için günümüzdeki bilgisayar olanakları ile yapı-kazık-zemin etkileşiminin gerçekleştirilmesini amaçlamaktadır.

## 3.1. Kinematik Etkileşim

Üç Adım Yöntemi'nin birinci adımı "*kinematik etkileşim*" analizidir. Üç boyutlu olarak oluşturulan temel-kazık-zemin analiz modeli esas alınarak, taban kayasında veya tam anlamı ile kaya olmasa bile Vs ≥ 760 m/s, yani yeteri kadar rijit olduğu varsayılan "*mühendislik ana kayasında*" tanımlanan yatay *deprem yer hareketi* etkisi altında *zaman tanım alanında* nonlineer analiz yapılır. Bu analize "*Kinematik Etkileşim Analizi*" adı verilir. Uygulamada, kaynaktan taban kayasına ulaşan deprem etkisinin düşey doğrultuda yayılan kesme dalgalarından oluştuğu, dolayısıyla taban kayasında iki ana doğrultuda sadece yatay hareketler meydana getirdiği varsayılmaktadır.

"*Kinematik Etkileşim Analizi*"nin çıktıları olarak, rijit temelin tabanında "*etkin temel hareketi (effective foundation input motion)*"nin bütün bileşenlerine ait toplam ivme, hız ve yerdeğiştirmelerin zamana göre değişimleri ayrı ayrı elde edilir. Hesaplanması öncelikli *etkin temel hareketi* bileşenleri, yatay iki ana eksen doğrultusundaki öteleme ve aynı eksenler etrafındaki dönme bileşenleridir. Bu hareket bileşenleri genellikle gömülü temelin orta ekseninin altındaki noktada tanımlanırlar. Çok özel durumlar dışında, düşey eksen doğrultusunda öteleme ve aynı eksen etrafındaki dönme (burulma) hareketleri ihmal edilebilir. Kinematik etkileşim analizinde zeminin ve kazıkların kütlesi gözönüne alınır, ancak temelin kütlesi dikkate alınmaz. Bu analizde temel-zemin arakesiti bir kinematik sınır koşulu olarak değerlendirilir. Her durumda, zemin ortamının nonlineer özelliklerinin *zemin dinamiği* konusunda uzman olan *geoteknik mühendisleri*nce, kullanılan bilgisayar yazılımının gereklerine uygun olarak saptanması özel önem taşır. Kazıkların nonlineer modellerinin de, konusunda uzman *yapı mühendisleri* tarafından belirlenmesi gerekir.

Özellikle kazıklı temel sistemlerinde kinematik etkileşim, kazıkların nonlineer dinamik davranışı bakımından büyük önem taşır. Çok zayıf zeminlerde eğik kazık veya büyük çaplı düşey kazık yapılması durumunda, göreceli olarak çok rijit olan kazık, zayıf zeminin yaptığı deformasyonu takip edemediğinden, zemin kazığa "*abanarak*" kazıkta ve özellikle kazığın

üstte temele bağlantı noktasında aşırı zorlanmalara ve büyük nonlineer şekildeğiştirmelere (betonda geniş çatlaklar, donatıda aşırı plastik uzama) neden olabilir. Bu bakımdan zayıf zeminlerdeki kazıklı temellerde kazıkların düşey ve olabildiğince küçük çaplı (rijitliği az – esnek) seçilmesi çok önemlidir. Ancak bu her zaman mümkün olmaz.

### 3.2. Eylemsizlik Etkileşimi

Üç Adım Yöntemi'nin ikinci ve üçüncü adımları "*Eylemsizlik Etkileşimi*" olarak adlandırılır. İkinci adımda rijit temelin tabanında birim yerdeğiştirmeler empoze edilerek zemin-kazık altsisteminin eşdeğer dinamik rijitliği hesaplanır. Üçüncü adımda ise, *kinematik etkileşim* adımında elde edilen *etkin temel hareketi* bileşenleri, üstyapı altsistemine temel alt seviyesinde etki ettirilir. *Eylemsizlik etkileşimi* analizi, üstapı temeli tabanında tanımlanan *temel etkin yer hareketi* bileşenlerinin, yine temel tabanında tanımlanan *eşdeğer dinamik rijitlik matrisi*'ne karşı gelen yayların altından üstyapıya (binaya) etki ettirilmesi ile yapılan üstyapı (bina) deprem analizidir.

Eylemsizlik etkileşimi analizinde, sonsuz rijit bina temelinin ve varsa bodrum katların (bodrum kutusu) tüm kütle bileşenleri de dikkate alınacaktır. Zemin ortamının sonlu rijitliği ile birlikte bu kütlelerin de gözönüne alınması ile eylemsizlik etkileşimi analizinde üstyapının doğal titreşim periyotları, sonsuz rijit zemin varsayımı ile yapılan geleneksel analize oranla daha uzun periyotlar olarak elde edilirler. Bunun sonucu olarak, eylemsizlik etkileşiminde üstyapıya etkiyen deprem yükleri ve üstyapıda oluşan etkiler, (kinematik etkileşimde deprem verisinin, yani etkin temel ivmelerinin değişimi bir yana bırakılırsa) etkileşimsiz duruma (rijit zemin durumuna) oranla daha düşük değerler olarak elde edilir.

## 4. KAZIKLI SİSTEMLER İÇİN PRATİK BİR MODELLEME VE ANALİZ YÖNTEMİ ÖNERİSİ

### 4.1. Ortak Sistem Yaklaşımı ile Nonlineer Etkileşim Analizi

Zemin – kazık – yapı sistemlerinin pratik analizi için, uygulamada standart hale gelmiş geoteknik verilerin zemin ve kazık – zemin etkileşimi modellemelerinde esas alındığı etkin ve nisbeten basit bir nonlineer dinamik etkileşim analizi yöntemi önerilmektedir. Yöntem, aşağıdaki aşamalardan oluşmaktadır:

**(a)** Kazık–zemin etkileşiminin uygulamada 40 yılı aşkın süredir yaygın olarak kullanılagelen nonlineer p–y, t–z ve Q–Z yayları ile modellenmesi,

**(b)** Taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında tabakalı serbest zeminin nonlineer deprem analizi,

**(c)** Serbest zemin analizinden elde edilen yatay toplam yer yerdeğiştirmelerin sadece basınca çalışan p–y yayları aracılığı ile kazıklara aktarılması ve nonlineer olarak modellenebilecek üstyapı ile birlikte ortak sistemin zaman tanım alanında analizi (dinamik yerdeğiştirme yüklemesi analizi).

Yukarıda tanımlanan yöntem, daha önce açıklanan Direkt Yöntem (Doğrudan Yöntem) veya Ortak Sistem Yöntemi adı verilen yöntemin özel bir uygulamasına karşı gelmektedir.

### *(a) Kazık – zemin etkileşiminin p – y, t – z ve Q – Z yayları ile modellenmesi*

Kazık–zemin etkileşiminin modellenmesi için uygulamada yanal davranış için nonlineer p–y yayları, eksenel davranış (çevre sürtünmesi) için t–z yayları ve eksenel kazık uç davranışı için Q–Z yayları yaygın olarak kullanılmaktadır. p–y yayları kapsamında yumuşak kil için ($s_u$<50 kPa) Matlock (1970), su seviyesi altındaki katı kil için Reese ve diğerleri (1975), su seviyesi üstündeki katı kil için Welch ve Reese (1972), kum için Reese ve diğerleri (1974)'nin statik ve tekrarlı yüklemeler için geliştirdiği nonlineer bağıntılar mevcuttur. t–z ve Q–Z yayları için ise genellikle American Petrolum Institute API WSD RP2A (2000) yönetmeliğinde tanımlanan nonlineer bağıntılar kullanılmaktadır.

### *(b) Tabakalı Serbest Zeminin Nonlineer Deprem Analizi*

Taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinin etkisi altında, tabakalı serbest zeminin nonlineer deprem analizi (uygulamada genellikle zemin büyütmesi analizi olarak adlandırılır) Schnabel, Lysmer ve Seed (1972)'in ilk çalışmalarından bu yana 40 yılı aşkın bir süredir, artık standardize edilmiş bulunan nonlineer zemin parametreleri (kayma modülü ve histeretik sönüm oranı) esas alınarak, giderek geliştirilen çeşitli yazılımlarla nisbeten kolay bir biçimde yapılabilmektedir. Bu analiz sonucunda, her bir zemin tabakasında toplam yerdeğiştirme, hız ve ivme büyüklükleri zaman tanım alanında elde edilebilmektedir.

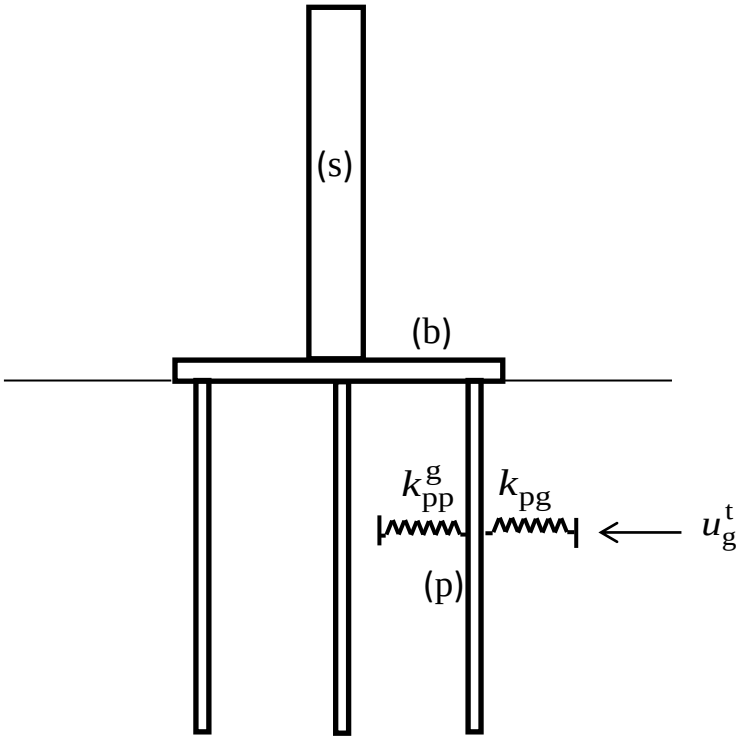
### *(c) Dinamik Yerdeğiştirme Yüklemesi ile Ortak Sistemin Nonlineer Deprem Analizi*

Geleneksel olarak yapı sistemlerinin dinamik deprem analizi, temel düzeyinde tanımlanan yer ivmesi esas alınarak, bu ivmeye karşı gelen yer hareketine göre "relatif" olarak tanımlanan yapısal yerdeğiştirme, hız ve ivmelerinin elde edilmesi amacı ile yapılır. Bu bağlamda sistemde eylemsizlik kuvvetleri toplam ivmeye, sönüm kuvvetleri ve yapısal direnç kuvvetleri ise relatif hız ve yerdeğiştirmelere göre tanımlanır. Bu analizde deprem verisinin sisteme etki ettirilmesine "*ivme yüklemesi*" adı verilir.

Nonlineer etkileşim problemlerinde ise bütün dinamik büyüklüklerin toplam değerlerinin esas alınması uygun olmaktadır. Bu bağlamda, taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında tabakalı serbest zeminin nonlineer deprem analizi'nden elde edilen yatay toplam yer yerdeğiştirmeler, sadece basınca çalışan nonlineer p–y yayları aracılığı ile kazıklara aktarılır. Bu işleme "*yerdeğiştirme yüklemesi*" adı verilmektedir. Üstyapının da nonlineer olarak modellenebileceği üstyapı–temel (kazık başlığı)–kazık–zemin ortak sisteminin Denk.(1)'de verilen artımsal hareket denkleminin zaman tanım alanında çözümü ile hem üstyapıda, hem de kazıklarda meydana gelen nonlineer şekildeğiştirmeler ve iç kuvvetlerin zamana göre değişimleri elde edilir.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_{pp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\ddot{\mathbf{u}}_s^t \\ \Delta\ddot{\mathbf{u}}_b^t \\ \Delta\ddot{\mathbf{u}}_p^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sb} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{bs} & (\mathbf{C}_{bb}^s + \mathbf{C}_{bb}^p) & \mathbf{C}_{bp} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{pb} & (\mathbf{C}_{pp} + \mathbf{C}_{pp}^g) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\dot{\mathbf{u}}_s^t \\ \Delta\dot{\mathbf{u}}_b^t \\ \Delta\dot{\mathbf{u}}_p^t \end{Bmatrix}$$
$$+ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{bs} & (\mathbf{K}_{bb}^s + \mathbf{K}_{bb}^p) & \mathbf{K}_{bp} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{pb} & (\mathbf{K}_{pp} + \mathbf{K}_{pp}^g) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\mathbf{u}_s^t \\ \Delta\mathbf{u}_b^t \\ \Delta\mathbf{u}_p^t \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{pg}\Delta\mathbf{u}_g^t \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Denk.(1)'de $\mathbf{M}_{ij}$ , $\mathbf{C}_{ij}$ ve $\mathbf{K}_{ij}$ sırası ile kütle, sonüm ve rijijtlik altmatrislerini; s, b, p ve g indisleri ise, sırası ile, üstyapı, temel, kazık ve serbest zemini göstermektedir. $\mathbf{K}^g_{pp} = \mathbf{K}_{pg}$ altmatrisleri, kazığın her iki tarafında yer alan ve sadece basınca çalışan p–y yaylarını temsil etmektedir. $\mathbf{u}^t_g$ vektörü ise serbest zemin deprem verisini göstermektedir (Şekil 1).




Şekil 1. Üstyapı-temel (kazık başlığı)-kazık-zemin ortak sisteminin şematik gösterimi

### 4.2. Altsistem Yaklaşımı (3 Adım Yöntemi) ile Yaklaşık Nonlineer Etkileşim Analizi

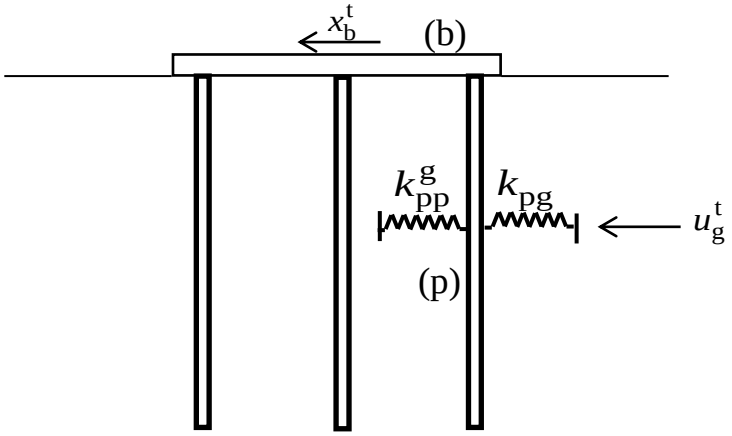
Yukarıda açıklanan "*ortak sistem etkileşim analizi*" yerine etkileşim analizinin Kısım 3'te ayrıntıları verilen *Üç Adım Yöntemi* çerçevesinde altsistem yaklaşımı ile yaklaşık olarak yapılması da mümkündür. Pratik bakımdan daha uygun olacağı düşünülen bu yaklaşımım ayrıntıları aşağıda verilmiştir:

### *(a) 1. Adım: Kinematik Etkileşim*

Yukarıda Kısım 3.1'de belirtildiği üzere, temel-kazık-zemin altsisteminin analiz modeli esas alınarak yapılan kinematik etkileşim analizinde, zeminin ve kazıkların kütlesi gözönüne alınır, ancak temelin kütlesi dikkate alınmaz. Bu analizde temel-zemin arakesiti bir kinematik sınır koşulu olarak değerlendirilir (Şekil 2). Buna göre, temel-kazık-zemin altsisteminin nonlineer davranışını temsil eden artımsal hareket denklemi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{pp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{\mathbf{x}}_b^t \\ \Delta \ddot{\mathbf{x}}_p^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & (\mathbf{C}_{pp} + \mathbf{C}_{pp}^g) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{\mathbf{x}}_b^t \\ \Delta \dot{\mathbf{x}}_p^t \end{Bmatrix}$$
$$+ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb}^p & \mathbf{K}_{bp} \\ \mathbf{K}_{pb} & (\mathbf{K}_{pp} + \mathbf{K}_{pp}^g) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{x}_b^t \\ \Delta \mathbf{x}_p^t \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{pg} \Delta \mathbf{u}_g^t \end{Bmatrix} \tag{2}$$

Bu analizin sonucunda, üstyapının etkisi gözönüne alınmakızın deprem yer hareketinin etkisi altında serbest zemin davranışı nedeni ile kazıklarda meydana gelen iç kuvvetler ve eğer varsa, nonlineer şekildeğiştirmeler elde edilir. Genellikle üstyapıdan gelen etkiler sınırlı olduğundan, deprem etkisinde kazıklarda oluşan etkilerin önemli kısmı bu analizden kaynaklanır. Analizin diğer önemli çıktısı, eylemsizlik etkileşimi analizinde esas alınacak ve Denk.(2) ve Şekil 2'de $x_b^t$ ile gösterilen *Etkin Temel Deprem Hareketi*'dir (*Foundation Input Motion* – FIM).




Şekil 2. Kinematik etkileşim modeli

Serbest zemin deprem analizinden zemin tabakaları boyunca elde edilen maksimum yerdeğişirmeler esas alınarak Denk.(2)'nin nonlineer statik çözümü ile kazıklarda oluşacak plastik deformasyonların ve iç kuvvetlerin yaklaşık olarak hesaplanması da mümkündür. Nonlineer analiz imkanlarının kısıtlı olduğu dönemde, aynı çözümün lineer uygulaması Aydınoğlu vd (2000) tarafından yapılmıştır.

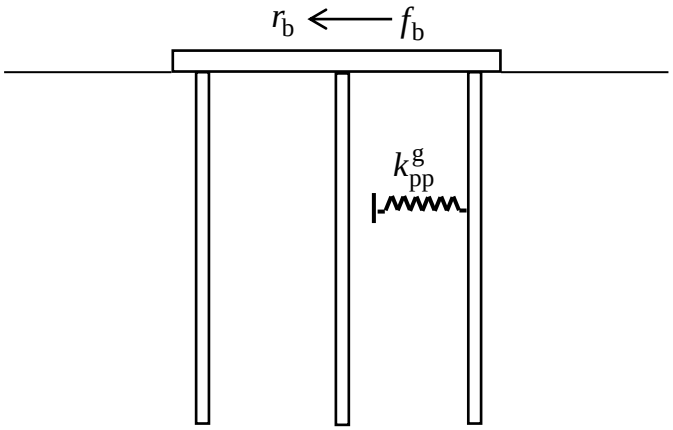
### *(b) 2. Adım: Temel – Kazık – Zemin Altsisteminin Nonlineer Rijitliği*

Bu adımda, temel seviyesinde etkitilen tekil yükün etkisi altında temel-kazık-zemin altsisteminin (Şekil 3) nonlineer yük – yerdeğiştirme ilişkisini (Şekil 4) elde etmek üzere bir "*statik itme* (*pushover)*" analizi yapılır. İtme eğrisinin her artımsal adımdaki eğimi, bir sonraki adımda yapılacak eylemsizlik etkileşimi analizinde temel-kazık-zemin altsisteminin nonlineer rijitliği olarak kullanılacaktır. İtme analizine ilişkin nonlinear statik denge denklemi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

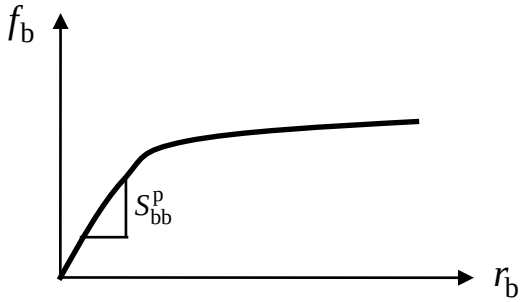
$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb}^{p} & \mathbf{K}_{bp} \\ \mathbf{K}_{pb} & (\mathbf{K}_{pp}+\mathbf{K}_{pp}^{g}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{r}_b \\ \Delta \mathbf{r}_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{f}_b \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \tag{3}$$

### *(c) 3. Adım: Eylemsizlik Etkileşimi*

Etkileşim analizinin 3. ve son adımını oluşturan eylemsizlik etkileşimi analizinde, 1. adımda hesaplanan *Etkin Temel Deprem Hareketi*'nin etkisi altında, temel–kazık–zemin altsisteminin 2. Adımda hesaplanan nonlinear rijitliği kullanılarak üstyapı–temel altsisteminin zaman tanım alanında artımsal analizi yapılacaktır (Şekil 5). Bu adıma ilişkin artımsal hareket denklemi aşağıda Denk.(4)'teki şekilde yazılır:

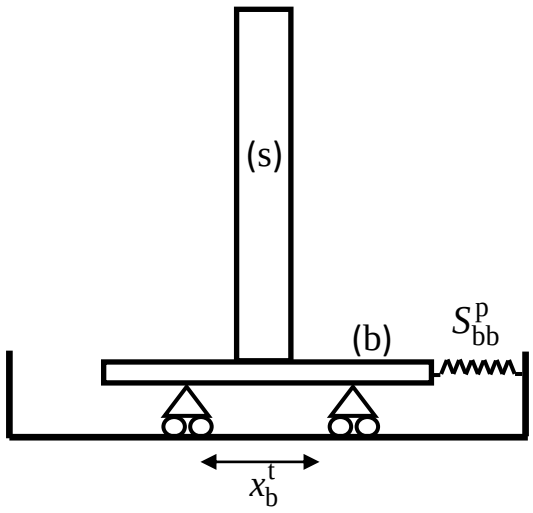



Şekil 3. Temel-kazık-zemin altsisteminin nonlineer itme (pushover) analizi modeli




Şekil 4. Temel-kazık-zemin altsisteminin nonlineer itme (pushover) eğrisi

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{\mathbf{y}}_s^t \\ \Delta \ddot{\mathbf{y}}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sb} \\ \mathbf{C}_{bs} & (\mathbf{C}_{bb}^s + \mathbf{C}_{bb}^p) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{\mathbf{y}}_s^t \\ \Delta \dot{\mathbf{y}}_b^t \end{Bmatrix} \tag{4}$$
$$+ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} \\ \mathbf{K}_{bs} & (\mathbf{K}_{bb}^s + \mathbf{S}_{bb}^p) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{y}_s^t \\ \Delta \mathbf{y}_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{S}_{bb}^p \Delta \mathbf{x}_b^t \end{Bmatrix}$$



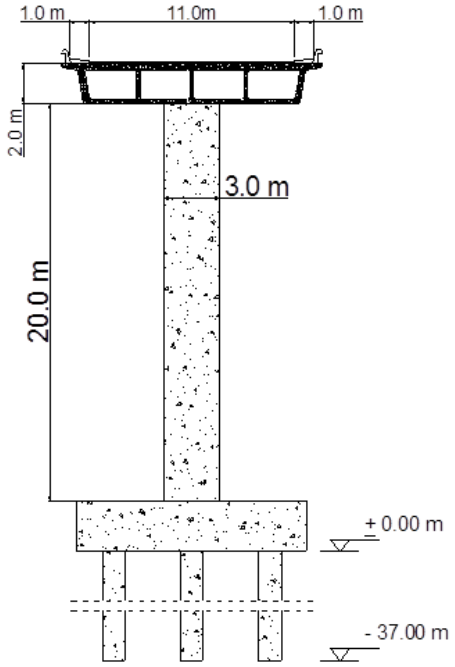

Şekil 5. Eylemsizlik etkileşimi modeli

Bu analiz sonucunda üstyapıdaki iç kuvvetler ve nonlineer şekildeğiştirmeler zamana bağlı olarak elde edilir. Temel – kazık –zemin altsisteminin nonlineer rijitliğini temsil eden yaydan (Şekil 5) elde edilen en büyük yay kuvvetine karşı gelen 2. adımdaki itme analizi sonuçlarından yararlanılarak üstyapının etkisi ile kazıklarda oluşan ilave etkiler de hesaplanabilir.

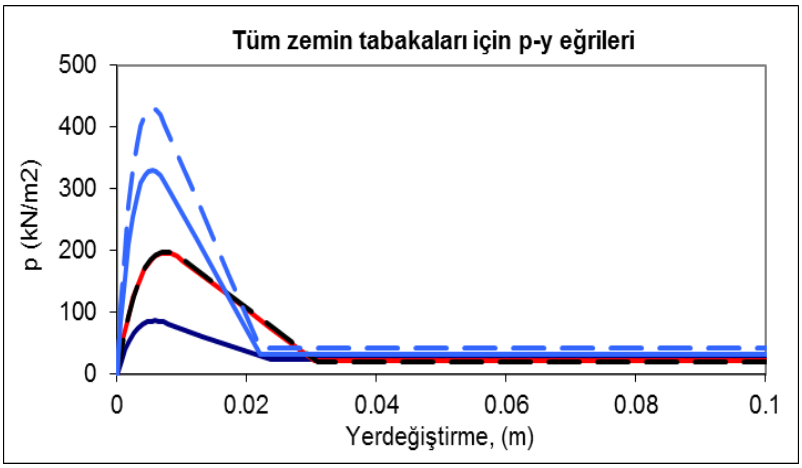
## 5. KAZIKLI SİSTEMLER İÇİN ÖNERİLEN PRATİK YÖNTEM ÇERÇEVESİNDE ORTAK SİSTEM YAKLAŞIMI İLE YAPILAN UYGULAMA ÖRNEĞİ

Yukarıda Kısım 4.1'de önerilen pratik yöntemin ortak sistem yaklaşımı ile uygulanmasına tipik bir örnek sunmak üzere Şekil 6'da görülen bir köprü ayağı ve 80 cm çaplı kazıklı temelin oluşturduğu yapı-kazık zemin ortak sisteminin deprem analizi Denk.(1)'deki formülasyon esas alınarak, endüstri standardı SAP 2000 programı ile yapılmıştır. Kazıkların inşa edildiği zeminin profili ve tüm zemin tabakaları için tanımlanan nonlineer p–y eğrileri Şekil 7'de verilmiştir. Sadece basınca çalışan nonlineer zemin yaylarının histeretik davranışı için, kazık ile zemin arasında boşluk oluşmasına imkan veren Takeda modeli kullanılmıştır (CSI, 2013). Ortak sistemin toplam yerdeğiştirme profili, kazıkla temastaki zemin ile serbest zeminin toplam yerdeğiştirme profilleri ve tipik bir kazığın moment diyagramı Şekil 8'de toplu biçimde gösterilmiştir. Nonlineer serbest zemin analizinde -40.00 kotunda serbest

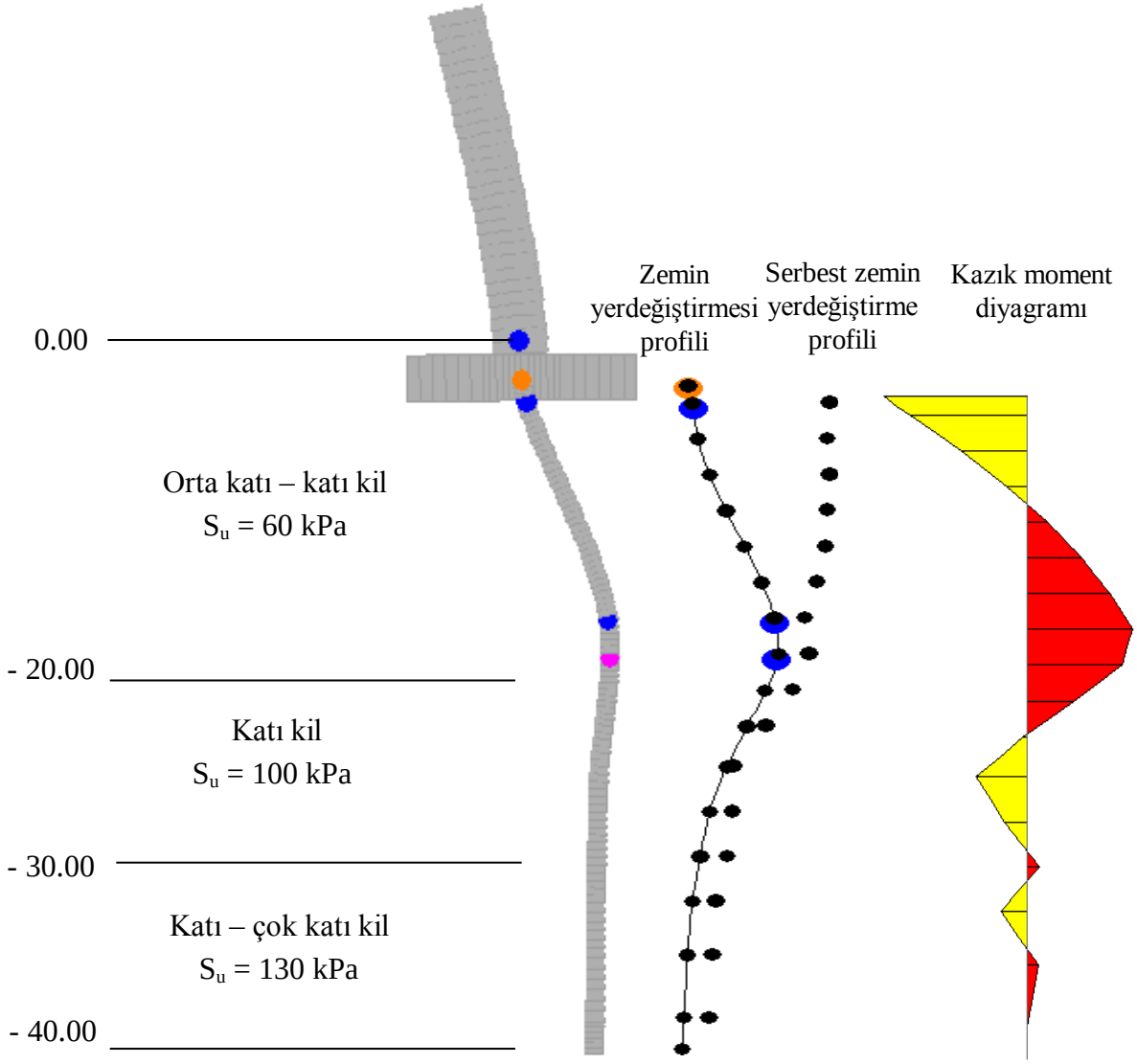
zemin tabanına uygulanan deprem yer ivmesinin zamana göre değişimi Şekil 9'da verilmiştir. Serbest zemin yüzeyinde ve aynı düzeydeki kazık tepesinde elde edilen ivmelerin ve yerdeğiştirmelerin zamana göre değişimleri ise Şekil 10, 11'de görülmektedir. Yerdeğiştirmelerde etkileşim nedeni ile oluşan farklılıklar dikkat çekicidir. Şekil 8'den görüldüğü üzere, ilk 20 m derinlik boyunca göreceli olarak zayıf bir zemin tabakasının varlığı ve killerin p-y eğrilerinde görülen dayanım kayıpları nedeni ile kazıklarda kesinlikle istenmeyen zemin içi plastik mafsallaşmalar oluşabilmektedir.



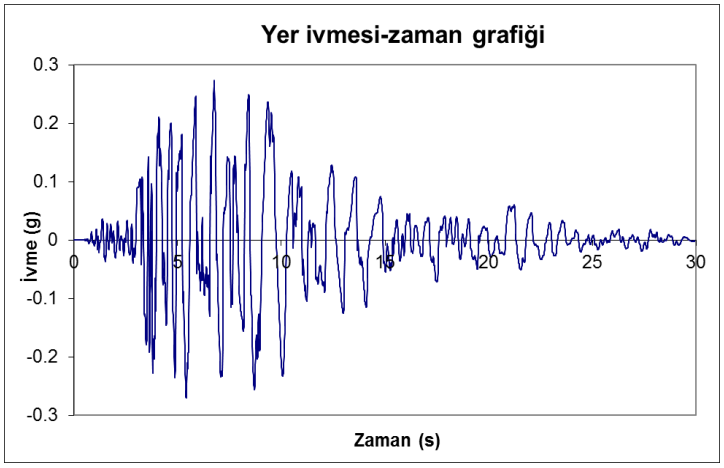

Şekil 6. Köprü ayağı ve kazıklı temelinden oluşan üsyapı – kazık – zemin ortak sistemi



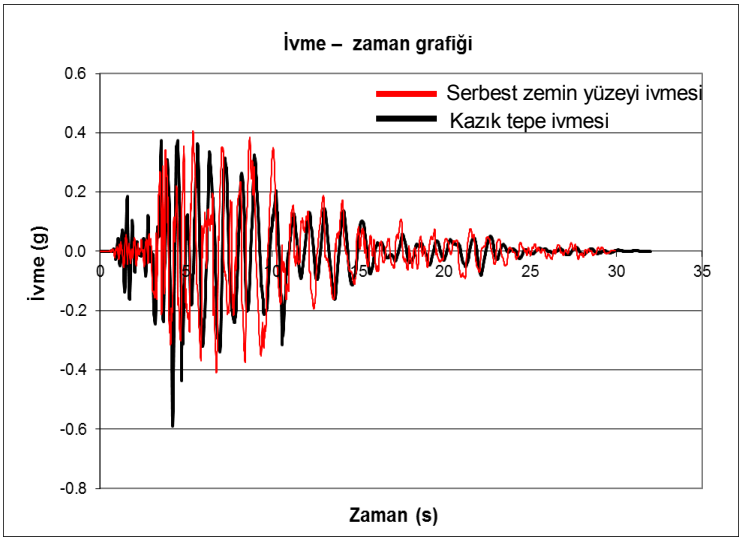

Şekil 7. p-y ğrileri




Şekil 8. Zemin profili, ortak sistemin toplam yerdeğiştirme profili, serbest zemin yerdeğiştirme profili ve kazık moment diyagramı




Şekil 9. Nonlineer serbest zemin analizinde -40.00 kotunda serbest zemin tabanına uygulanan yer ivmesinin zamana göre değişimi




Şekil 10. Kazık tepe ivmesi ve serbest zemin tepe ivmesinin zamana göre değişimi

Şekil 11. Kazık tepe yerdeğiştirmesi ve serbest zemin tepe yerdeğiştirmesinin zamana göre değişimi

## 6. SONUÇ

Deprem etkisi altında dayanım kaybına uğrayabilen zayıf zeminlerde inşa edilecek kazıklı temellerin üstyapı ile birlikte bir yapı-kazık-zemin etkileşimi modeli çerçevesine zaman tanım alanında nonlineer zemin, kazık ve üstyapı davranışı dikkate alınarak nisbeten kolayca analiz edilebileceği pratik bir yöntem önerilmiştir. Yöntemin belki de tek önemli eksiği, eylemsizlik etkileşimi bağlamında üstyapı ve kazıklardan zemine geri dönen titreşimlerle ilgili radyasyon sönümü etkisini ihmal etmesidir. Ancak bu varsayım kazık davranışı bakmından güvenli yöndedir. Kazıklı temele sahip tipik bir köprü ayağı modeli ile yapılan uygulama örneği, zayıf zeminlerde inşa edilecek kazıklı temellerde nonlineer yapı-kazık-zemin etkileşimi analizlerinin mutlaka yapılması gereğini açıkça ortaya koymaktadır.

## KAYNAKLAR

American Petroleum Institute – API (2000). API WSD RP-2A : Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.

Aydınoğlu, M.N. (1993). "Consistent formulation of direct and substructure methods in nonlinear soil-structure interaction". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 12, pp.403-410.

Aydınoğlu, M.N., Berilgen, M.M., Özaydın, İ.K., Özden, L. (2000) "Depremde kazık-zemin etkileşimi". Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, 26-27 Ekim 2000, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Computers and Structures Inc (2013). CSI Knowledge Base, https://wiki.csiamerica.com

Matlock,H. (1970). "Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay." Proc.,2nd Annu. Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204,Houston, Texas, pp. 577-594

Reese, L.C. and Welch, R.C. (1975). "Lateral loading of deep foundation in stiff clay." Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(7), pp. 633-649.

Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1975). "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay." Proc. 7th Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2321, Houston, Texas, pp. 671-690.

Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1974). "Analysis of laterally loaded piles in sand." Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.

Schnabel, P.B. Lysmer, J. and Seed, H.B (1972). "SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Welch, R.C. and Reese, L.C. (1972). "Laterally loaded behavior of drilled shafts." Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin.

Whitman, R.V. and Bielak, J. (1980) "Foundations" in Design of Earthquake Resistant Structures", ed. E. Rosenblueth, Halsted Press.

# Prof. Dr. Tuncer B. EDİL

**University of Wisconsin-Medison**
**Medison, USA**
**tbedil@wisc.edu**

# COLLABORATIVE SOFT GROUND PROJECTS WITH KUTAY ÖZAYDIN

**Tuncer B. Edil**[1]

## ABSTRACT

Having a long-association with Professor Ozaydin dating back to elementary school, to college (Robert College), to doctoral study (Northwestern University), we continued our collaboration during our academic lives until present when we both are retired. There were several projects at Yildiz Technical University in which I participated in their related research aspects acting as a resource person while learning vastly about some real-world major projects. Three of those projects that relate to soft ground engineering are presented.

**Keywords:** soft ground, dredging, earth dam, settlement

## 1. INTRODUCTION

Three case histories of soft ground engineering are presented:

- Haliç (Golden Horn Dredging)
- Alibey Barajı (Alibey Dam Settlement)
- Hamzadere Barajı (Hamzadere Dam Construction)

## 2. GOLDEN HORN DREDGING

Golden Horn is a narrow and long river mouth dividing the European side of Istanbul. The area is the site of many historical monuments. The upstream part of Golden Horn became almost completely filled; the water depth in this region was generally reduced to less than 1.0 m and large areas were turned into swamp. "Golden Horn Rehabilitation Project-Investigations for Geotechnical and Pollution Characteristics of Sea Bottom Sediments" 1995 Final Report concluded that dredging and land disposal is feasible (Yildirim and Ozaydin, 1997). In 1997-1998 dredging and disposal of 5 million $m^3$ of sea bottom sediment was accomplished. Currently, final rehabilitation of the disposal site is completed.

A 1978 study of the bottom sediments indicated that:

[1] University of Wisconsin-Madison, tbedil@wisc.edu

- w= 220%-330%
- LL= 62%-72%
- PL= 47%-54%
- Organic Content= 9.4%-31.7%
- Putrescibility Index = 13.0-93.5 mgO2/g D (oxygen demand)
- Putrescibility Index after consolidation = 7.1- 12.6 mgO2/g DW
- PO4-P = 0.1-0.4 mg/ g DW
- NH3-N= 0.3-5.8 mg/ g DW

The sediments were polluted. The following pollution charactristics within the top 5 m zone were identified in the 1995 investigation:

Heavy Metal Concentrations (Mg/kg DW)

| | |
|---|---|
| Cu=50-1660 | Fe= 2170-26400 |
| Cr= 30-240 | Ni=40-800 |
| Zn=80-1500 | Hg= 40-130 |
| Pb=20-270 | Cd=1-30 |
| Al=18720-57280 | Ca=5510-64490 |

Organic Content and Oxygen Demand Parameter $BOI_5$

- Organic Content= 1.88%-6.72%
- $BOI_5$= 750-3800mg/kg DW

Rehabilitation Works

The Golden Horn Rehabilitation Project envisaged the dredging of sea bottom sediments at the upstream half to provide a minimum water depth of 5 m. Considering that large areas near the upstream end were completely filled, and to make the project more feasible and manageable, it was proposed that in these parts not the total area of the Golden Horn is dredged but only wide channels are formed by dredging for Alibey and Kagithane streams.

After investigations, rehabilitation works for the Golden Horn were contracted to a Turkish-American joint venture in the beginning of 1997. After the preparation of the disposal site at the rock quarry by building dams, dredging operations started in April 1997 and continued for about 12 months. In-situ volume of the material to be dredged was estimated at 5,000,000 $m^3$ and it was realized during the time envisaged in the contract.

A 40-m-high, zoned earth dam constructed at an abondoned rock pit site enabled the storage of about 5 million cubic meters of dredged material, which was pumped via a pipeline. Reclamation of the approx. 200,000 $m^2$ storage area depended very much on successful modelling and prediction of the consolidation behavior of this high water content dredge material.

## 2.1. Consolidation Behavior of Golden Horn Dredgings

Long-term studies through field observations, as well as field and laboratory experiments into the behavior of the high water content soft materials, such as dredged sludge and mine tailings, have led to improvements in our knowledge of these materials leading to better predictability of the future behavior. In addition, these studies have led to improvements in the test equipment and techniques that resulted in more accurate and realistic results, and hence better verification data for the numerical prediction tools. In a consolidating soil deposit, relationships between effective vertical stress and void ratio ($\sigma$'-e) and coefficient of permeability–void ratio (k-e) are known to exist. Amongst several such relationships reported in the literature, the ones proposed by Somogyi (1979) are utilized in this study.

$$e= A(\sigma')^B \text{ and } k= C(e)^D$$

where A, B, C and D are experimentally determined constants.

The constants C and D are determined from experimental measurements, estimated values for A and B constants are used to compute compression-time behavior using CS2 computer code (Fox and Berles, 1997) and by comparison with the observed values the ($\sigma$'-e) relationship is calibrated.

A cylindrical experimental model tank measuring 100 cm in height and 80 cm in diameter was constructed in order to study the time dependent self weight consolidation behavior of high water content Golden Horn dredge material.

## 2.2. Numerical Analysis of the Field Consolidation Behavior of Dredged Sediments

The field behavior of the Golden Horn dredged clay was analyzed numerically using the consolidation constitutive parameters obtained from the seepage induced consolidation tests in this study. In these analyses the CS2 computer program that was developed by Fox and Berles (1997) were used. The amount of the dredged material pumped to the disposal site at Alibeykoy was equivalent to an initial height at 73 m and the initial water content was 300%.

Predictions of rate of consolidation over time from the numerical analysis are plotted in the same graph along with the measurements taken from the field in Fig. 1. The numerical analysis results are in close proximity with the field measurements. These computed results are also in close agreement with the previous studies using CS2 model.

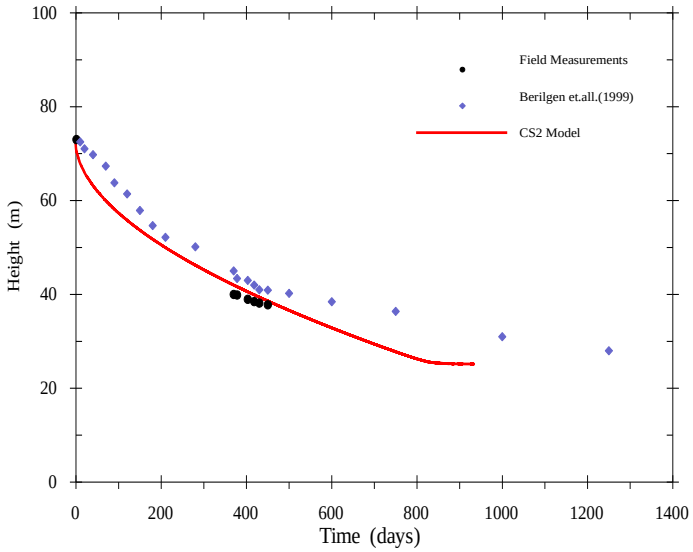



Figure 1. Predicted consolidation behavior of dredged material compared with field measurements.

## 3. ALIBEY DAM SETTLEMENT CASE HISTORY

Construction of earth dams directly on soft sediments is not common. When river sediments are thick, excavation and replacement of such sediments to bedrock increases construction costs significantly (up to two folds). Available methods for improving highly compressible and soft ground are limited:

–**Staged construction:** This approach takes time but can be accelerated with prefabricated vertical drains PVD).
–**Support on Rigid Columns**: This approach allows rapid construction but generally more expensive.

Alibey Dam is an example of staged construction. There are not many dams constructed with staged construction over soft ground in the world. Ohio, USA West Branch Dam, a 24.5-m high dam was constructed over 20-m thick clay deposit. However, 25-mm wide longitudinal cracks were formed when the fill height reached 23 m. Utah, USA Willard Dam, an 11-m high dam was consytructed over 30-m thick clay deposit. It is a successful example, which was constructed over 14 years and after extensive investigation including a test fill. Other dams constructed by this method include Union Dam (successful), Seven Sisters Dam (developed cracks), and Alibey Dam in Istanbul (successful) (Ozcoban et al. 2007).

Alibey Dam is a homogeneous earth fill and has the following characteristics. It is 27.5-m high founded on 30-m thick clayey sediments by staged construction without vertical drains. Hydraulic conductivity of the bottom sediments was estimated based on laboratory and field tests as $k_h = 4k_v = 2.3x10^{-8}$ m/s. The construction started in 1968 and continued for 15 years. The maximum settlement was measured in the heavily instrumented dam to be 4.34

m in 24 years under the main body of the dam. Settlement predictions were made by both conventional methods as well as numerical coupled analysis using PLAXIS code. Modern numerical analysis methods using coupled consolidation-deformation analysis using modern constitutive soil models provided accurate prediction of settlement for complex filling history (Fig. 2). The key to the success of these predictions was correctly estimated operating field hydraulic conductivity. Use of test fill data and earlier cofferdam construction data allowed proper estimation of this key property.

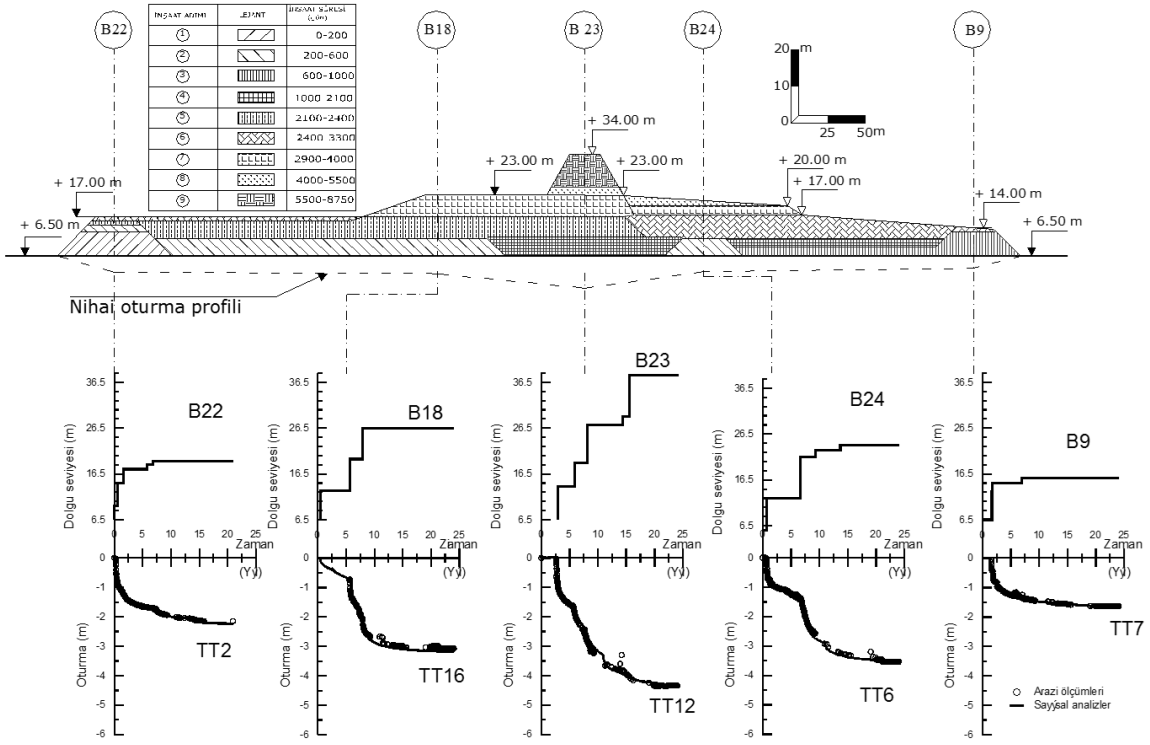



Figure 2. Alibey dam filling schedule and settlements

## 4. HAMZADERE DAM FOUNDATION IMPROVEMENT DESIGN

Hamzadere Dam was intended to create a water reservoir adjacent to River Meriç by pumping water from the river at high stage. The objective was to support rice cultivation. Hamzadere Dam was planned as a clay-cored rock fill dam to be founded on a designed fill replacing the bottom sediments and it has the following characteristics. The dam is 29.5-m high and the foundation materials are 15 to 20-m thick high plasticity clay sediments. The length of the dam is about 800 m. As an alternative design, it was considered to build the dam as homogeneous earth dam using local clay soils and found it on improved bottom sediments. To improve the bottom sediments, staged construction accelerated with prefabricated vertical drains (PVD) was found to generate the least costly alternative with nearly 40% savings. However, because of the economic value (rice cultivation), the duration of construction had to be limited to less than 600 days. The operating hydraulic

conductivity of the bottom sediments was estimated based on available laboratory test data as $k_h = 2k_v = 2x10^{-10}$ m/s. The PVD design called for a triangular pattern with a spacing of 1 m. Based on a coupled finite element analysis using PLAXIS code resulted in a total settlement of 3.5 m at the end of 585 days of construction in 7 stages of fill placement each 4-m thick and with 90 days construction and waiting period (Fig. 3). Safety factors against sliding during each stage were maintained to be in excess of 1.3 with a final safety factor of 1.09 involving an earthquake of 0.15g acceleration (Edil et al. 2008; Edil et al. 2009).

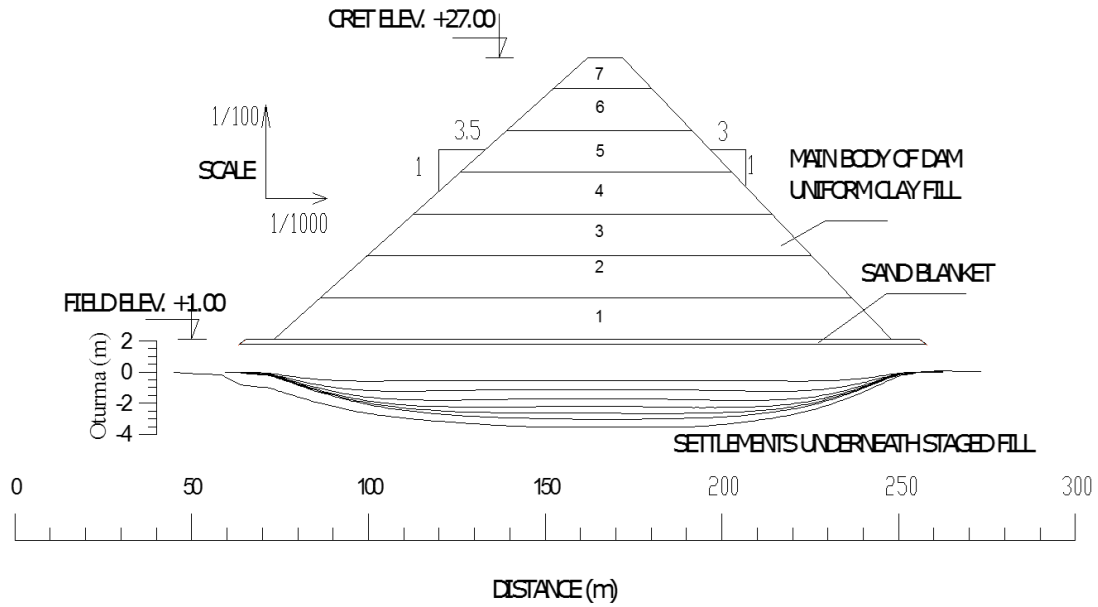



Figure 3. Final settlement profile of Hamzadere Dam construction

### 4.1. Questions Relating to PVDs

There are some questions relating to the design, i.e., selection of PVD type and installation spacing, which affect the cost that have not been resolved unequivocally in the literature. There are additional questions for use of PVDs in Turkey because there have been few applications. These questions include;

•Change of shape due to large settlement and consequent reduction of PVD drainage capacity

•Impact on horizontal permeability due to smear zone caused during installation and how its thickness can be minimized

•Production rate in Turkey (typically each machine installs 1000 m of PVD/day)

•Cost of PVD installation in Turkey

•Subsequent sealing of the horizontal drainage layer placed under the dam to drain the water coming from PVDs

Dr. Tayfun Şengül studied the PVD performance questions experimentally and analytically as part of his PhD research jointly at Yıldız Technical University and the University of Wisconsin-Madison (Şengül et al. 2013).

### 4.2. Lessons Learned

•Modern numerical analysis methods using coupled consolidation-deformation analysis using modern constitutive soil models provide a means of optimizing filling program with adequate safety factors and predicting settlements.
•Replacement of thick fine-grained alluvial sediments in dam foundations increases the cost by 30 to 50%.
•Experience around the world and analyses indicate dams can be safely founded on fine-grained sediments.
•Staged construction accelerated with prefabricated vertical drains provide a cost-effective method achievable in a reasonable duration.
Hamzadere Dam, however, was constructed according to the original design due to the contractual conditions.

## 5. CONCLUSIONS

Collaborative work with Prof. Dr. Kutay Özaydın over several decades, not only helped each of us professionally, but also contributed to the training of numerous graduate students both at Yıldız Technical University and at the University of Wisconsin-Madison. Being associated with an active urban university (unlike mine) contributed much to the development of my engineering skills. Of course, it was not all work. The warm friendship of Kutay Özaydın and his group has been steady and helped me maintain my ties with Turkey. I am lucky and grateful.

## 6. ACKNOWLEDGMENT

Of the staff at Yıldız Technical University, the following individuals contributed to the soft ground research and I acknowledge their contributions and friendship.

•Dr. Mehmet Berilgen
•Dr. Mustafa Yıldırım
•Dr. Mehmet Şükrü Özçoban
•Dr. Havva Nur Kılıç
•Dr. Saadet Berilgen
•Dr. Tayfun Şengül
•Dr. Murat Tonaroglu

I thank Dr. Pelin Tohumcu Özener for her help in preparing this manuscript and in numerous other occasions.

## REFERENCES

Berilgen, M. M., Ozaydin, I. K. and Edil, T. B. (2000), "A Case History: Dredging and Disposal of Golden Horn Sediments," *Geotechnics of High Water Content Materials*, ASTM STP 1374, American Society for Testing and Materials, T. B. Edil and P. J. Fox, Eds., pp. 324-339.

Edil, T. B., Berilgen, M. M. and Ozaydin, I. K. (2008), "Behavior of Earth Dams Built on Soft Soil Deposits," *Proc.* 12th Turkish National Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Selcuk University, Konya, Turkey, CD-ROM (in Turkish).

Edil, T. B. and Berilgen, M. M. (2009), "Construction of Earth Dams on Soft Ground: Principles and Examples," *Advances in Ground Improvement, Proc.* U.S.-China Workshop on Ground Improvement Technologies, Geotechnical Special Publication No. 188, American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida, pp. 298-307.

Fox, P. J. and Berles, J. B. (1997), "CS2: A Piecewise-Linear Model for Large Strain Consolidation," *Inter. J. For Numerical and Anal. Methods in Geomechanics*, Vol.21, pp.453-475.

Ozcoban, S., Berilgen, M. M., Kilic, H. N., Edil, T. B. and Ozaydin, I. K. (2007), "Construction and Behavior of a Dam Founded on Soft Clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 133, No. 8, 1003-1016.

Sengul, T., Edil, T.B., and Ozaydin, I.K. (2013), "Investigation of Factors Affecting Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drains" İMO Technical Journal, pp. 6529-6557

Yildirim, S. and Özaydin, I.K. (1997), " Geotechnical Investigation of The Golden Horn Deposits for Rehabilitation Works", *Green 2- 2nd. International Symposium on Geotechnics and the Environment Theme: Contaminated and Derelict Land*, Bolton Institute, September 8-11, Krakow, Poland, pp. 97-102.

**Prof. Dr. Atilla ANSAL**

**Özyeğin Üniversitesi**

**Mühendislik Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü**

**atilla.ansal@ozyegin.edu.tr**

# SAHAYA ÖZEL TASARIM DEPREMİ ÖZELLİKLERİ

## SITE SPECIFIC DESIGN EARTHQUAKE CHARACTERISTICS

**Atilla ANSAL[1], Gökçe TÖNÜK [2], Aslı KURTULUŞ [3]**

## ÖZET

Zemin yüzeyinde sığ temellere oturan yapıları etkileyecek olan deprem özellikleri, zemin kesitinde yer alan zemin ve kaya tabakalarının mühendislik özelliklerine bağlı olarak farklılık gösterir. Bu değişim zemin yüzeyinde deprem ivme genliklerinin büyümesi veya küçülmesi, ivme zaman kayıtlarının süre ve frekans özelliklerinin değişmesine neden olur. Bir depremin yapılar üzerindeki etkisinin daha gerçeğe yakın bir biçimde hesaplanmasında zemin yüzeyindeki deprem özelliklerinin ve olası dinamik zemin davranışlarının hesaba katılması gerekir. Bunun yapılabilmesi için zemin kesitinde yer alan zemin tabakaları kapsamlı bir şekilde incelenmeli, aynı bölgede olasılıksal sismik tehlike analizleri ile uyumlu ivme zaman kayıtları seçilmeli ve zemin büyütme analizleri yapılmalıdır. Bu amaca yönelik olarak, tek boyutlu Shake91 analiz yöntemi frekans ve düşey gerilme etkilerini hesaba alacak şekilde geliştirilmiş ve bir zemin büyütme analiz yöntemi olarak kullanılabilirliği 1999 Kocaeli depreminde alınan deprem kayıtları model edilerek gösterilmiştir. Bu yazıda sahaya özel tasarım depremi özelliklerinin belirlenmesi için geliştirilmiş olan yaklaşım ve geçmişte yapılan bazı çalışmalardan elde olunan bulgular özetlenecektir.

**Anahtar sözcükler:** Zemin büyütme analizleri, kuvvetli yer hareketi, yerel zemin etkileri

## ABSTRACT

The earthquake characteristics that will affect the buildings located on shallow foundations may vary depending on the engineering properties of the soil and rock layers encountered in the soil profile. These variations may lead to increase or decrease in the acceleration amplitudes as well as the duration and frequency content of the acceleration time records at the ground surface. In order to determine realistically the effects of earthquakes on buildings it is necessary to take into consideration the earthquake characteristics on the ground surface as well as the possible dynamic response of the soil layers. This stage requires detailed site characterization and site response analyses to estimate design

[1] Prof.Dr., Özyeğin Üniversitesi
[2] Y.Doç.Dr., Mef Üniversitesi
[3] Doç.Dr., Özyeğin Üniversitesi

earthquake on the ground surface. The site specific acceleration design spectrum is determined based on the site response analyses conducted at the investigated site. The uncertainties arising from the source characteristics is taken into account using large number of representative seismic hazard compatible (with respect to fault mechanism, earthquake magnitude, and fault distance) strong motion acceleration records. These records are scaled to be compatible with design acceleration response spectrum calculated on the rock outcrop from the earthquake hazard study. A methodology is proposed to estimate the design acceleration spectrum based on 1D site response analysis and the applicability of the proposed methodology is demonstrated based on the Dinar Earthquake case study.

**Keywords**: Site response, strong ground motion, effects of local soil conditions

# 1. GİRİŞ

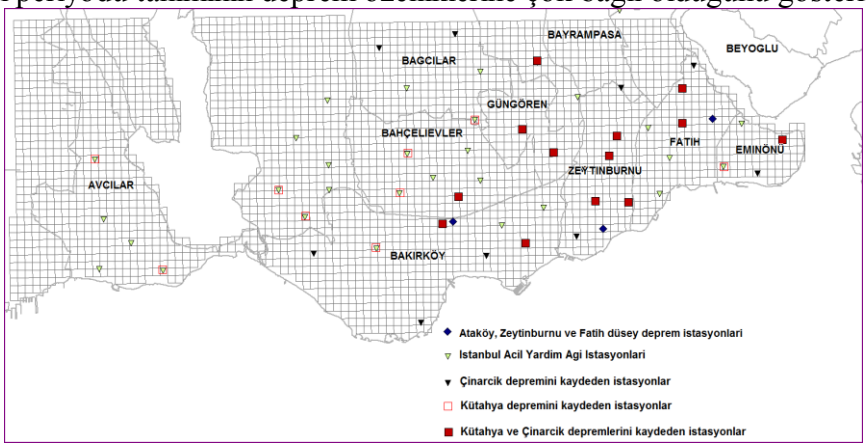
Yerel zemin koşullarının yapı tasarım sürecinde göz önüne alınmasında değişik yaklaşımlar bulunmaktadır. Bunlarda ilki kuvvetli yer hareketi azalım ilişkilerinin kullanılmasıdır. Bu değişik zemin koşulları için, çok yaklaşık, ampirik bir katsayının seçilmesi ile hesaplanan yerel deprem özellikleri olur. Bu alanda çok kullanılan bir yaklaşım bu katsayının zemin kesitinde üst 30 m için hesaplanan kayma dalgası hızlarının ağırlıklı ortalamasına bağlı tanımlanmasıdır (Abrahamson vd., 2008). İkinci bir yaklaşım olarak zemin büyütme faktörleri kullanılmasıdır. Bu yaklaşımda Borcherdt (1994) tarafından önerilen ve yaygın bir şekilde kullanılan ampirik büyütme faktörleri, anakaya seviyesindeki ivme spektrumuna ve üst 30m için hesaplanan ortalama kayma dalgası hızına bağlı olarak hesaplanır. Sahaya özel büyütme analizi yaklaşımında ise, söz konusu sahadaki zemin tabakalarını temsil eden kayma dalgası hız profili ve zemin özellikleri kullanılarak genellikle bir boyutlu zemin büyütme analizleri yapılmasıdır (Ansal, vd., 2010; 2009).

# 2. İSTANBUL DEPREM KAYITLARI

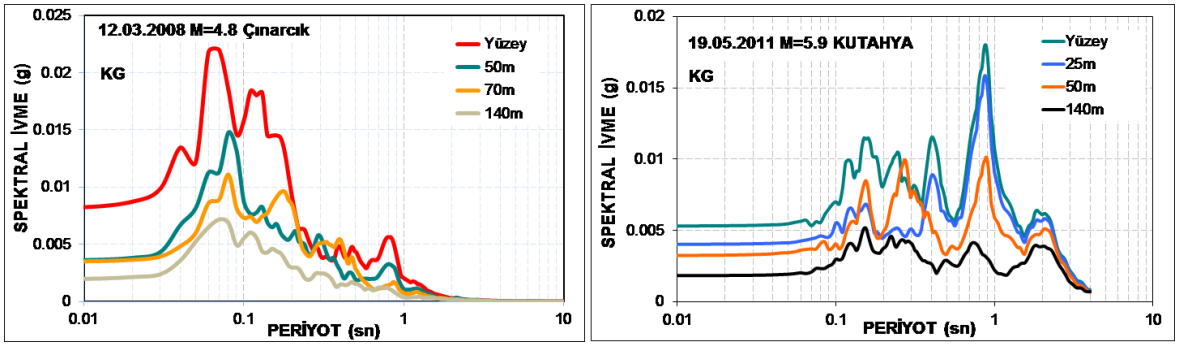
İstanbul Acil Müdahale kuvvetli yer hareketi kayıt ağının 55 istasyonu İstanbul Avrupa Yakası Mikrobölgeleme projesi kapsamında detaylı zemin araştırmalarının yapılmış olduğu alan içinde ve Ataköy, Zeytinburnu ve Fatih kuvvetli yer hareketi düşey deprem kayıt ağlarına yakın mesafede bulunmaktadır (Erdik vd., 2003). Bu kuvvetli yer hareketi istasyonlarında son yıllarda büyüklüğü $M_L > 4$ olan sınırlı sayıda deprem kaydedilmiştir (Kurtuluş, 2011). Bu depremler içinden göreceli olarak büyük yer ivmesine yol açan iki depremden birincisi 12.3.2008 tarihinde meydana gelen ve büyüklüğü $M_L$=4.8 olan Çınarcık, ikincisi 19.5.2011 tarihinde meydana gelen $M_L$=5.9 büyüklüğündeki Kütahya depremidir. Şekil 1'de kuvvetli yer hareketi kayıt istasyonlarının yerleri gösterilmektedir.

Ataköy düşey deprem istasyonlarında Çınarcık ve Kütahya depremlerinde alınmış kayıtlarının ivme spektrumlarının derinlikle değişimi Şekil 2'de verilmiştir. Buradan görülebileceği gibi aynı zemin koşullarında alınmış kayıtların frekans içerikleri çok farklı olmaktadır. Bu farkın başlıca sebebi Kütahya depreminin yaklaşık 250km uzaklıkta olması

ve yüksek frekanslardaki dalgaların sönümlenmiş olması olarak kabül edilebilir. Bu bulgular zemin hâkim periyodu tanımının deprem özelliklerine çok bağlı olduğunu göstermektedir.

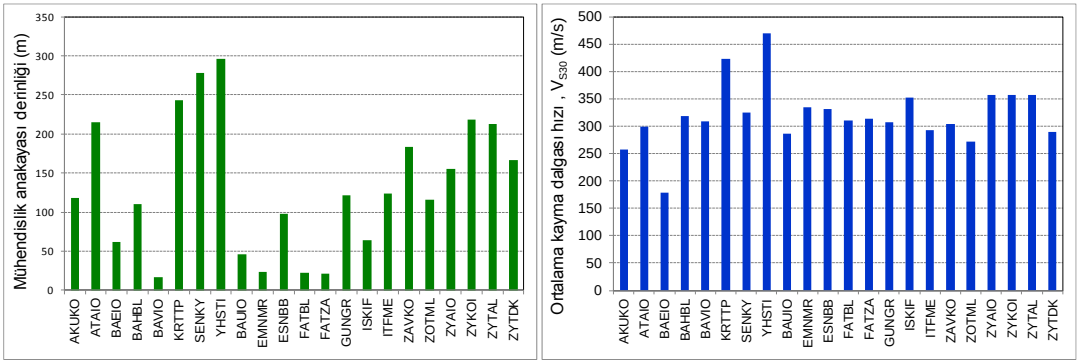



Şekil 1. İstanbul Avrupa yakasında bulunan ve Acil Müdahale Sistemi yüzey kuvvetli yer hareketi ve düşey deprem kayıt istasyonlarının yerleşimi




Şekil 2. Ataköy düşey deprem istasyonu tarafından farklı derinliklerde kayıt edilen Çınarcık ve Kütahya kayıtlarının ivme spektrumları

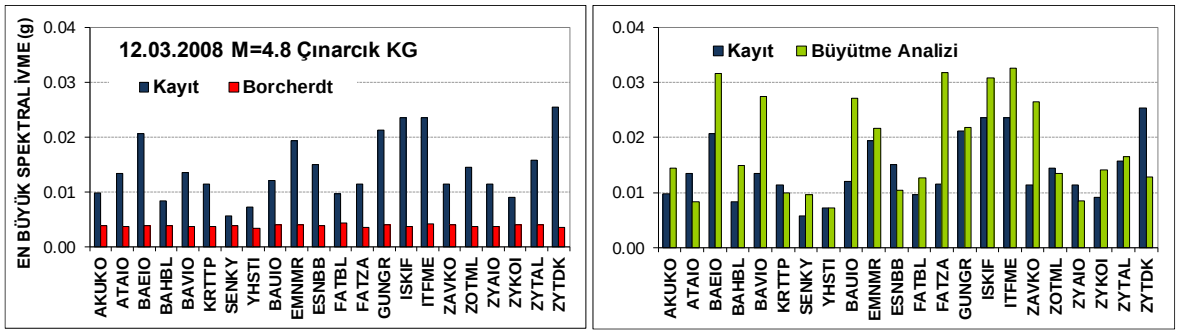
12.03.2008 Çınarcık depremini kaydeden ve mikrobölgeleme alanı içinde yer alan Acil Müdahale Sistemi'ndeki 22 deprem kayıt istasyonu için mühendislik kayası derinlikleri ve üst 30 m için ortalama kayma dalgası hızları Şekil 3'te verilmiştir.



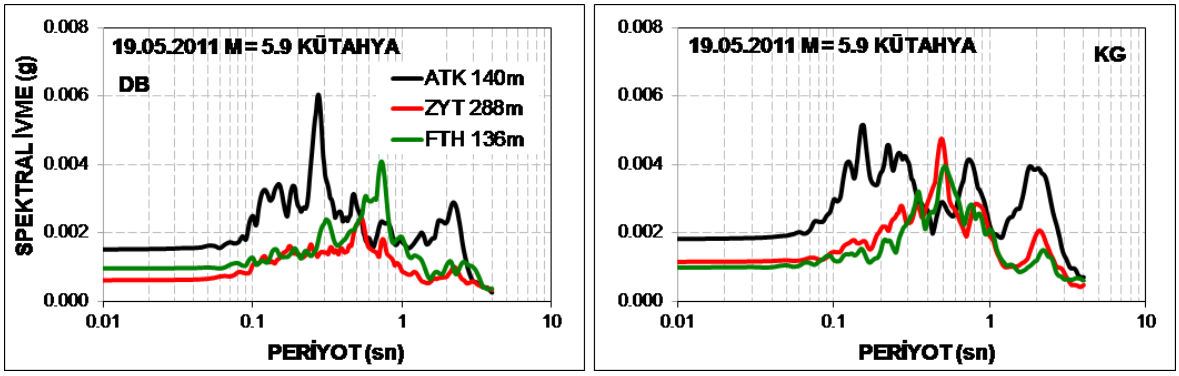

Şekil 3. Çınarcık depremini kaydeden İstanbul Acil Müdahele istasyonlarındaki mühendislik anakayası derinliği ve ortalama kayma dalgası hızları

Yüzey kayıtlarında gözlenen deprem özelliklerini modellemede iki farklı yaklaşımdan söz edilebilir. İlk seçenek zemin büyütme çarpanlarına dayanan ampirik bir yaklaşımı benimsemektir. Bu deprem için sarsıntı seviyesinin çok düşük olmasına ve bu seviyenin anakaya için önerilen sarsıntı şiddeti aralığında olmamasına rağmen, Borcherdt (1994) tarafından önerilen ampirik zemin büyütme faktörleri kullanılabilir. İkinci seçenek ise düşey ağ profilinde anakaya hareketi olarak kabul edilen 140m derinlikte ölçülmüş kaydın girdi olarak alındığı zemin büyütme analizleri yapılmasıdır.

İlk aşamada en büyük spektral ivmeler üst 30m için hesaplanan ortalama kayma dalgası hızı ($V_{S30}$) değerlerine bağlı olarak Borcherdt (1994) tarafından önerilmiş olan ampirik zemin büyütme bağıntıları ile hesaplanmıştır (Şekil 4a). Diğer yandan bu 22 istasyonda ve Ataköy düşey kayıt ağında ana kaya seviyesinde kaydedilen ivme zaman değişimi kullanılarak en büyük spektral ivmelere göre Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) programının geliştirilmiş bir versiyonu ile tek boyutlu zemin davranış analizleri yapılarak model edilmiştir (Şekil 4b). Borcherdt (1994) yöntemi ile hesaplanan spektral ivme değerleri ve kaydedilen değerler arasındaki önemli farklar ortaya çıkarken zemin büyütme analizleri ile bulunan değerler arasında çok daha iyi bir uyum gözlenmektedir. Bu farklar ampirik yöntemin yetersizliğine işaret etmektedir. Diğer yandan kaydedilen en büyük ivmenin 10 mg mertebesinde olmasına rağmen, istasyonlar arasındaki farklılıklar zemin koşullarının etkisini göstermektedir.




Şekil 4. Çınarcık depreminde İstanbul Acil Müdahele istasyonlarında kaydedilen ve (a) Borcherdt yöntemi, (b) zemin büyütme analizleri ile hesap edilen en büyük spektral ivmeler




Şekil 5. Kütahya depreminde düşey deprem kayıt istasyonlarında en derin ivmeölçerlerden alınmış kayıtların ivme spektrumları

Diğer yandan $M_L$=5.9 Kütahya Depremi her üç düşey ivme kayıt sistemi tarafında kaydedilen ilk deprem olmaktadır. Her üç noktada en derinde bulunmuş olan kayma dalgası hızları 1000 m/s mertebelerinde ve aralarındaki mesafenin yaklaşık 5 km olmasına rağmen bu derinliklerde alınmış ivme kayıtlarının frekans içerikleri açısından Şekil 5'te gösterilmiş olduğu gibi önemli farklar gözlenmiştir. Bu mühendislik kayası için yapılan Vs=750 m/s kabulünün çok geçerli olmadığını gösteren bir bulgu olmaktadır.

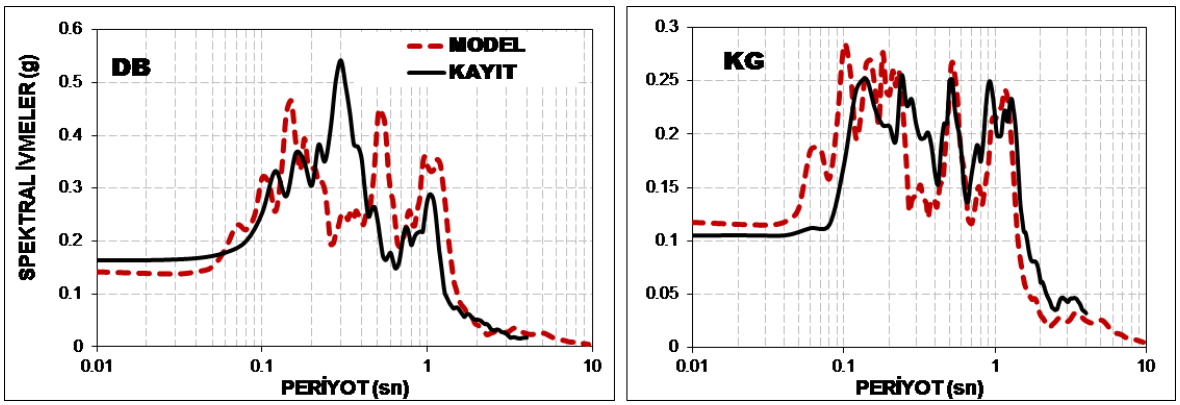
## 3. İSTANBUL KAYITLARININ MODELLENMESİ

17 Ağustos 1999 M=7.4 Kocaeli Depreminde, kırılan faya uzaklık yaklaşık 100km olmakla birlikte Ataköy, Zeytinburnu ve Fatih kuvvetli yer hareketi yüzey istasyonlarında alınmış ivme kayıtlarında en büyük değerler 0.12g, 0.17g, 0.19g mertebelerine çıkmıştır.

Zemin büyütme analizleri için seçilmiş olan Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) yönteminde önemli bir eksiklik, büyütme analizlerinde birim kaymaya bağlı dinamik kayma modülü ve sönüm oranının efektif düşey gerilmeyle değişiminin göz önüne alınmamış olmasıdır. Bu etkinin araştırılması için yapılan analizlerde çevre basıncına bağımlı ilişkilerin kullanılmasının ortalama ilişkiler kullanılarak bulunan sonuçlara göre daha büyük deprem özellikleriyle sonuçlandığını göstermektedir (Darendeli, 2001, Darendeli vd., 2001). Bu da sonuçların güvensiz tarafta kalacağı anlamına gelir. Shake91 kodunda yapılan bir iyileştirme ile zemin büyütme analizlerinin efektif gerilmeye bağımlı dinamik kayma modülü ve sönüm oranı ilişkileri kullanılması mümkün olmuştur.

Eşdeğer doğrusal analiz yöntemindeki diğer bir eksiklik, frekansa bağlı olarak küçük sönüm değerlerinin hareketi oldukça etkilemesidir. Eğer büyük derinlikler için analiz yapılacaksa, sönümün artan derinlikle azalacak ve büyük derinliklerde daha küçük değerlere düşecek şekilde değiştirilmesi gerekmektedir. Sugita vd. (1994) tarafından önerilen yaklaşım esas alınarak Shake91 kodunda yapılan diğer bir iyileştirme ise hesap yönteminde bu frekansa bağımlılık göz önüne alınması olmuştur.

Kocaeli depreminde İstanbul Teknik Üniversitesi Maslak Kampüsünde anakaya üzerinde alınmış ivme zaman kaydı kullanılarak Şekil 6'da gösterilmiş olduğu üzere Ataköy'de yüzeyde kayıt edilmiş olan ivme spektrumu ile hesapla bulunmuş olan spektrumlar verilmiştir. Buradan görüleceği gibi geliştirilmiş bir boyutlu zemin büyütme analiz programı Shake91 ile kayıt edilmiş deprem özelliklerini her iki doğrultuda gerçeğe yakın bir şekilde model etmek mümkün olmaktadır.




Şekil 6. 17/08/1999 depreminde Ataköy'de kaydedilmiş ve hesaplanmış ivme spektrumları

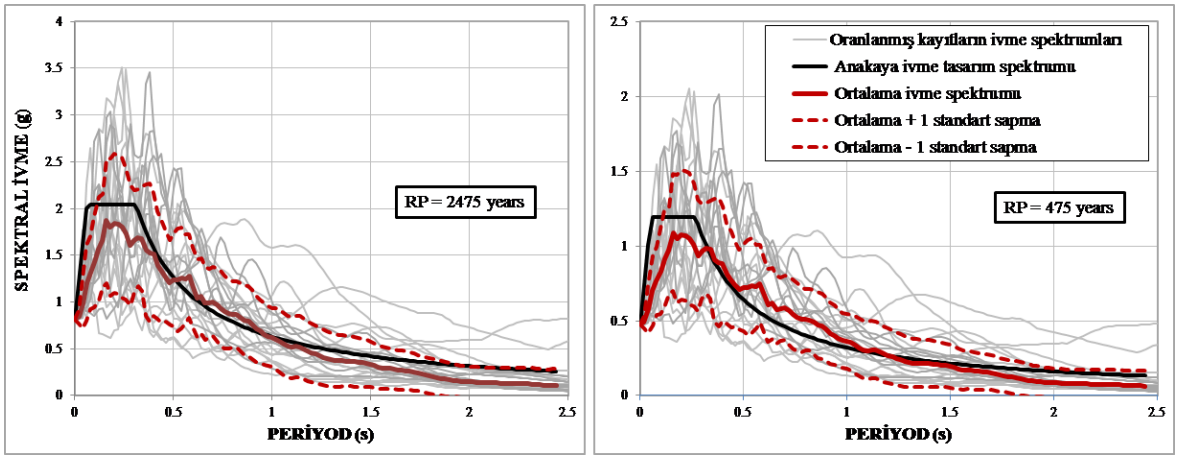
## 4. ZEMİN BÜYÜTME ANALİZLERİ

Sismik tehlike analizinde farklı aşılma olasılıkları için mühendislik kayasında üzerinde elde edilen deprem özellikler kullanılarak zemin büyütme analizleri yapılır. Daha önceki bölümlerde gösterilmiş olduğu üzere, bu analizler yardımıyla zemin yüzeyinde sahaya özel deprem özellikleri, bir boyutlu ve eşdeğer doğrusal bir analiz programı olan Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) kullanılarak hesaplanabilir. Yerel zemin davranışının analizinde tek boyutlu dalga yayılımı analizlerinin uygulamada basit olmalarının yanısıra güvenli tarafta kalan sonuçlar verdikleri inancıyla oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır.

Bu analizlerde ilk aşamada zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla geoteknik, jeolojik ve jeofizik incelemelere ve zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine bağlı olarak temsili zemin profillerinin seçilmeli, kayma dalgası hız (Vs) profili, dinamik kayma modülü ve sönüm oranının birim kaymaya göre değişimleri belirlenir.

Zemin büyütme analizlerinde incelenen bölge için yapılmış sismik tehlike analizinde belirlenmiş sismik ve tektonik koşullar (örn. fay mekanizması, deprem büyüklüğü ve fay uzaklığı) ile uyumlu depremlerde alınmış ivme kayıtlarının seçilmesi tercih edilir (Bommer ve Acevedo, 2004; Bommer vd., 2000). Bu uyumu sağlayan kayıtlardan analizlerde kullanılmak üzere mümkün olduğunca çok sayıda seçilmesi, analizlerde deprem kaynak özelliklerindeki farklılıkların bir açıdan hesaba alınmasını sağlar. Bu koşulların yanı sıra seçilecek kayıtların, yüzeylenmiş mühendislik anakayası için hesaplanmış hedef ivme tasarım spektrumları ile uyumu da aranır.

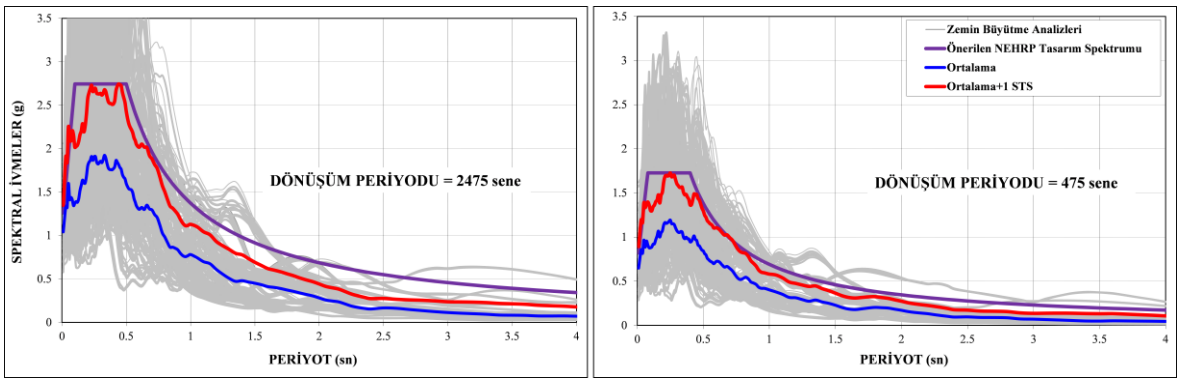
Zemin büyütme analizleri için bu şekilde seçilen ivme kayıtlarının hedef tasarım ivme spektrumu ile uyumunu sağlamak için bir yöntem bütün ivme kayıtlarını sismik tehlike analizlerinde belirlenmiş en büyük ivme değerine göre oranlamaktır. Şekil 7'de en büyük ivme değerine göre bir oranlama yapıldığında, her ivme kaydı için hesaplanan ve hem de ortalama ivme spektrumu gösterilmiştir.




Şekil 7. 2475 ve 475 senelik dönüşüm periyodları için sismik tehlike analizleri sonucunda hesaplanmış ivme tasarım spektrumları ve en büyük ivme değerine göre oranlamış kayıtların ivme spektrumları ve ortalama ivme spektrumları

Mühendislik uygulaması açısından ivme spektrumu zemin yüzeyinde deprem özelliklerini yansıtan ve yapı tasarımı için gereken bir parametre olmaktadır. Ansal vd. (2011) tarafından gösterilmiş olduğu üzere, tanımlanmış aşılma olasılıkları için olasılıksal olarak hesaplanmış spektrumlar zemin büyütme analizlerinden bulunan ortalama + 1 standart sapma değerine karşı gelen ivme spektrumları ile uyumlu olmaktadır, bu nedenle her durum için kapsamlı istatistiksel bir değerlendirme yapmadan ortalama + 1 standart sapma değerlerine karşı gelen ivme spektrumu tasarım spektrumu olarak seçilebilir (Tönük vd., 2013).

Şekil 8'de 25 zemin profili için spektrum uyumlu olarak seçilmiş 22 ivme zaman kaydı kullanılarak yapılmış zemin büyütme analizlerinden %5 sönüm oranı için hesaplanmış ivme spektrumları ve bunların ortalama ve ortalama+1 standart sapma değerlerine karşı gelen ivme spektrumları gösterilmiştir. Bu şekilden de görüleceği gibi, ortalama + 1 standart sapma değerine karşı gelen ivme spektrumunun bir zarfı olarak düzenlenmiş ivme spektrumu, önerilen ivme tasarım spektrumu olarak seçilebilir.




Şekil 8. 2475 ve 475 yıl dönüşüm periyodları için zemin yüzeyinde hesaplanmış ivme spektrumları ve önerilen ivme tasarım spektrumu

# 5. DİNAR METEOROLOJI İSTASYONU TASARIM DEPREMI

Sahaya özel tasarım deprem özelliklerinin belirlenmesinde başlangıç noktası o sahada mühendislik anakaya mostrası için hesaplanmış olasılıksal sismik tehlike ivme spektrumlarıdır. Geliştirilmiş olan yöntemde, mühendislik anakayası mostrasında seçilen ivme zaman kayıtları, inceleme sahası için bulunmuş sismik tehlike ve ivme tasarım spektrumu ile uyumlu olmalıdır.

Yapılan analizler olasılıksal olduğu için sonuçta elde olunan tasarım ivme spekturumu bölgede olabilecek bütün depremlerin ivme spektrumlarının bir zarfi olmalıdır. Önerilen yöntemin bu açıdan uygulanabilirliği geçmiş depremlerde elde edilen kayıtlara dayanarak gösterilebilir. Böyle bir değerlendirme 1995 Dinar depremi için yapılmıştır. Bu çalışmanın yapılabilmesinde yaşanan depremin Dinar için sismik tehlike çalışmalarında öngörülmüş olan deprem büyüklüğü ile uyumlu bir deprem olmasından ve böylelikle bir karşılaştırma imkânının doğmuş olmasından yararlanılmıştır.

## 5.1. Dinar Depremi ve Kayıt İstasyonu

1 Ekim 1995 tarihinde Dinar'da meydana gelen $M_s$=6.1 büyüklüğündeki depremde tüm yapıların yaklaşık %40'ı yıkılmış veya ağır hasar görmüştür. Bu deprem, Dinar'ın kuzey batısında ve KB-GD doğrultusunda yeralan Dinar Çivril fayının kırılması sonucu oluşmuştur. Artçı depremlerin yayılımı ve yüzey kırıkları, kırılma uzunluğunun 10-15km, fay çözümleri fayın kırılma doğrultusunun K130D ve dalış açısının 41° olabileceğini göstermiştir. Yer değiştirmeler düşey doğrultuda 20-50 cm yatay doğrultuda ise 5-10cm mertebelerindedir. Depremin merkezi Dinar şehrinin tam altında ve 24km derinliktedir (Durukal vd., 1998; Eyidogan ve Barka, 1996). Depremin öncüleri 26 Eylül 1995 gününde başlamış ve ana deprem 1 Ekim 1995 günü meydana gelmiştir.

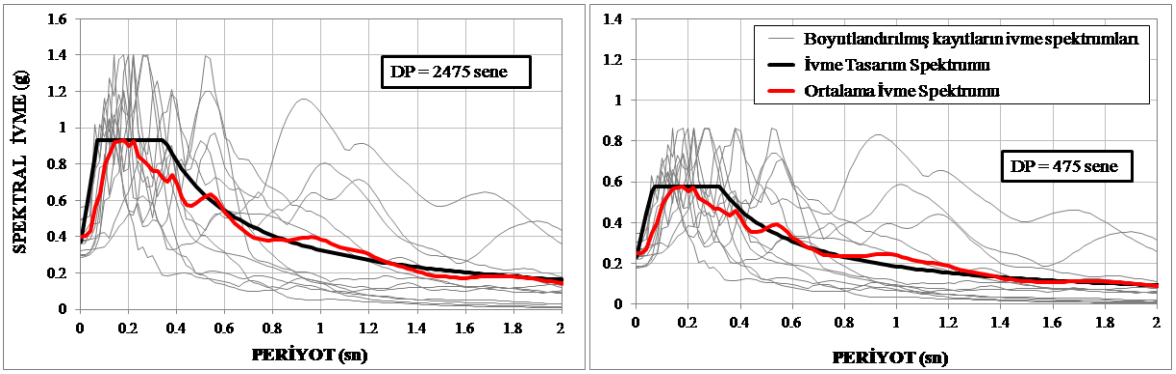
Ana depremi ve bütün öncü ve artçı depremleri kaydeden kuvvetli yer hareketi kayıt cihazı Dinar Meteoroloji istasyonunda yer almaktadır. Deprem sonrası yapılan arazi çalışmaları sırasında (Ansal vd., 2001) ve sonradan Türkiye genelinde yer hareketi kayıt cihazı sahaları için yürütülen araştırma kapsamında (TBTK, 2010) Dinar Meteoroloji istasyonu zemin kesitinde yer alan zemin tabakalarının özelliklerini ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimini belirlemek için sondaj çalışmaları ve sismik arazi deneyleri yapılmıştır. (Iyisan ve Hasal, 2011).

## 5.2. Dinar Sismik Tehlike Çalışmaları ve Kayıt Seçimi

Dinar bölgesine yönelik sismik tehlike konusunda yapılmış olan çalışmalardan biri Demircioglu vd. (2007) tarafından yapılmış olan çalışmadır. Bu çalışmada Dinar için 475 ve 2475 senelik dönüşüm periyotları için mühendislik ana kayasındaki ivme tasarım spektrumları verilmektedir. Diğer bir çalışma ise Öcel vd. (1988) tarafından yapılmış 1995 Dinar depreminin oluştuğu Dinar-Çivril fayına ait sismik tehlike çalışmasıdır. Bu çalışmaya göre 475 yıllık dönüşüm periyodu için hesaplanmış olan olası deprem büyüklüğü $M_s$=6.6 mertebesindedir. Demircioğlu vd. (2007) çalışmasında deprem büyüklüğü verilmemiş

olmakla birlikte 475 ve 2475 senelik dönüşüm periyotları için önerilmiş spektral ivme değerleri Öcel vd. (1988) tarafından tahmin edilmiş deprem büyüklüğü ile uyum göstermektedir. Bu nedenle Dinar deprem istasyonunda sahaya özel deprem özellikleri belirlenirken mühendislik kaya mostrasında Demircioğlu vd. (2007) tarafından verilen değerler esas alınmıştır.

Bu sismik tehlike çalışmaları göz önüne alınarak belirlenmiş sismik tehlike ile uyumlu PEER (2012) kuvvetli yer hareketi veri tabanından zemin büyütme analizlerinde kullanılmak üzere 12 adet deprem ivme kaydı seçilmiştir.



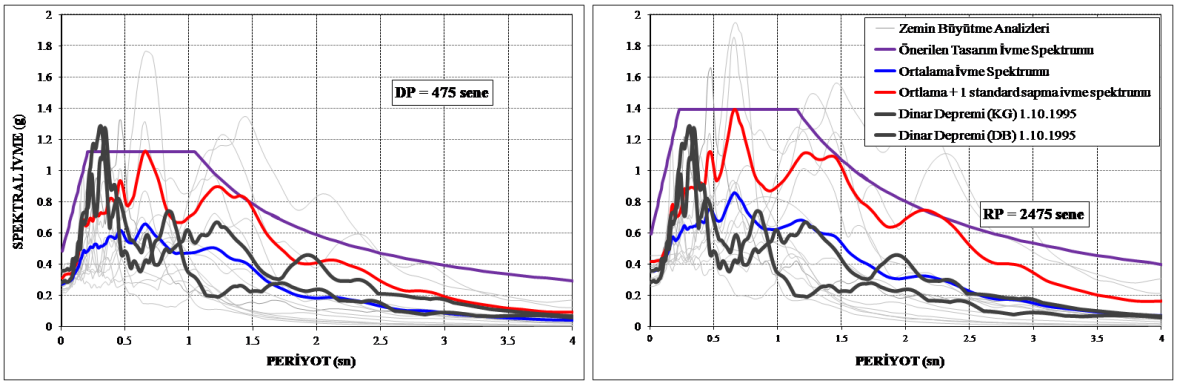

Şekil 9. 2475 ve 475 sene dönüşüm periyodu için sismik tehlike analizleri sonucunda hesaplanmış ivme tasarım spektrumları ve bunlar ile en iyi uyum gösteren ortalama ivme spektrumlarına göre deprem kayıtları için hesaplanmış ivme spektrumları

Zemin davranış analizleri için sismik tehlike ile uyumlu seçilmiş kayıtların sismik tehlike çalışmasında Dinar için hesaplanmış ivme tasarım spektrumları ile uyumlu olacak şekilde boyutlandırılması gerekmektedir. Yapılmış olan bu boyutlandırmadan elde olunan ivme spektrumları Şekil 9'da mühendislik anakaya mostrası için verilmiş ivme tasarım spektrumları ile birlikte gösterilmiştir.

### 5.3. Zemin Büyütme Analizleri

Dinar için yapılmış olan sismik tehlike çalışmalarından mühendislik anakaya mostrası için 475 ve 2475 sene dönüşüm periyotlarına karşı gelen ivme tasarım spektrumları ve bunlara uyumlu olacak şekilde boyutlandırılmış olan ivme zaman kayıtları kullanılarak Dinar Deprem İstasyonunun bulunduğu nokta için sahaya özel tasarım spektrumu hesaplanmıştır.

Yapılan zemin büyütme analizlerinin ortalama ivme spektrumu ve tasarım spektrumu için önerilen ortalama + 1 standart sapmaya karşı gelen ivme spektrumları Şekil 10'da gösterilmiştir. Ayrıca 475 yıllık döşüm periyodu için önerilen ivme tasarım spekturumu ile birlikte 1995 Dinar depreminde alınmış ana deprem kayıtlarının da ivme spektrumları verilmiştir. Buradan görüleceği gibi tasarım için önerilen ivme spektrumu gerçekte olmuş olan ivme spektrumu ile iyi bir uyum göstermektedir. Bu da sahaya özel ivme tasarım özelliklerinin belirlenmesi için geliştirilmiş yöntemin gerçekçi sonuçlar verdiğini göstermektedir.




Şekil 10. 2475 ve 475 sene dönüşüm periyodu için Dinar deprem istasyonu sahası için önerilen deprem tasarım ivme spektrumları ve 1995 Dinar depremi kaydının ivme spektrumları

## 5. SONUÇLAR

Acil Müdahale Sistemindeki M=4.8 büyüklüğündeki 12/3/2008 tarihli Çınarcık depremini kaydetmiş 22 adet istasyonun yerel zemin durumlarının tanımlanmasında İstanbul Avrupa yakasında gerçekleştirilmiş geniş çaplı zemin araştırması çalışması kullanılmıştır. Bu 22 Acil Müdahele istasyonunda kaydedilen ivme zaman kayıtlarındaki hareketin özellikleri en büyük yer ivmesi ve ivme davranış spektrumu cinsinden Ataköy düşey ağı anakaya seviyesi kaydı girdi olarak kullanılarak model edilmeye çalışılmıştır. Modelleme hem Borcherdt (1994) tarafından önerilen ampirik zemin büyütme ilişkilerinden hem de eşdeğer doğrusal zemin büyütme analiz programı Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) kullanılarak iki farklı yaklaşımla yapılmıştır. Kullanılan Shake91 programı eşdeğer doğrusal yaklaşımın yanlış sonuçlara yol açabilecek problemli noktalarının geliştirilmiş bir versiyonudur. Sonuçlar depremler sırasında gözlenen zemin davranışlarının en büyük spektral ivmeler cinsinden modellenmesinde denenen iki yöntem arasından zemin büyütme analizlerinin ampirik yönteme göre çok daha uygun olduğunu göstermektedir.

Sahaya özel zemin büyütme analizleri yapılarak zemin yüzeyinde farklı dönüşüm periyotlarına karşı gelen deprem özelliklerinin hesaplanmasında iki konu önemli olmaktadır. Bunlardan ilki incelenen bölgeye özel kapsamlı bir sismik tehlike çalışması yapılmış olmalıdır. İkinci konu ise kapsamlı bir zemin incelemesi yapılması ve elde olunan bilgilere göre zemin büyütme analizi yapılmasıdır.

Zemin büyütme analizlerinden elde edilecek sonuçlar üzerinde en önemli etkenlerden biri bu analizlerde kullanılacak ivme zaman kayıtlarının seçilmesidir. Bu nedenle zemin büyütme analizlerinde kullanılacak ivme kayıtları bölgesel sismik tehlike (olası fay cinsi, deprem büyüklüğü ve olası deprem merkezine uzaklık) ile uyumlu olmalıdır. Bunların dışında seçilen ivme kayıtları sismik tehlike analizleri sonucunda farklı dönüşüm periyotları ve aşılma olasılıkları için hesaplanmış mühendislik kayası üzerindeki olası ivme spektrumları veya verilmiş ivme tasarım spektrumları ile uyumlu olmalıdır. Bu uyum sağlanırken ivme kaydının frekans içeriği değiştirilmemeli, seçilmiş ve ölçeklenmiş kayıtların ortalama

değerine karşı gelen ivme spektrumu ile ivme tasarım spektrumunun uyumlu olmalıdır. Burada benimsenen en büyük ivmeye göre bir ölçeklendirme yapılmasıdır.

Bu yaklaşım benimsenerek Dinar kuvvetli yer hareketi kayıt istasyonun bulunduğu nokta için bir uygulama çalışması yapılmış, sahaya özel deprem özelliklerinin belirlenmesi için geliştirilmiş yöntemin geçerliliği incelenmiştir. Sismik tehlike çalışmasından hareket ederek ve kapsamlı zemin incelemelerinden bulunmuş olan zemin kesiti kullanılarak yapılan zemin büyütme analizlerinden elde edilen tasarım deprem ivme spektrumu ile 1995 Dinar depreminde alınmış ivme kayıtlarının ivme spektrumları karşılaştırılmıştır. Elde olunan sonuç, Dinar Depreminde alınmış kayıtlara dayanarak geliştirilmiş yöntemin gerçekçi sonuçlar verdiği doğrultusundadır.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde TÜBİTAK, Boğaziçi Üniversitesi, GFZ Potsdam ve İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından tarafından verilen destekler çok önemli olmuştur. Bunu dışında yazarlar bu konuda herzaman destek veren ve yardımcı olan Prof.Dr. Mustafa Erdik ve Prof.Stefano Parolia'ya ve arazi çalışmalarından büyük yardımları olan Barbaros Çetiner ve Ahmet Korkmaz'a çok teşekkür ederler.

## KAYNAKLAR

Abrahamson, N., Atkinson, G., Boore, D., Bozorgnia, Y., Campbell, K., Chiou, B., Idriss, I.M., Silva, W., Youngs, R. (2008), "Comparisons of the NGA Ground-Motion Relations", Earthquake Spectra, (24): 45-66.

Ansal, A. ve Tönük, G. (2007), "Source and Site Effects for Microzonation", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering, Editör: K.Pitilakis, Bölüm 4, 73-92, Springer.

Ansal, A., Tönük, G., Kurtuluş, A. (2011), "Site Specific Earthquake Characteristics for Performance Based Design", Proc. of the 5th Int. Conf.on Geotechnical Earthquake Engineering, Santiago, Chile.

Ansal, A., Kurtuluş, A., Tönük, G. (2009), "Earthquake Damage Scenario Software for Urban Areas", Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Structures and Infrastructures Series, Editör(ler): Papadrakakis, M; Charmpis, DC; Lagaros, ND; Tsompanakis, Bölüm 2, 377-391.

Ansal, A., Kurtuluş, A., Tönük, G. (2010) "Seismic microzonation and earthquake damage scenarios for urban areas", Soil Dynamics & Earthquake Engng, (30): 1319-1328.

Ansal, A., İyisan, R., & Güllü, H. (2001), "Microtremor Measurements for the Microzonation of Dinar", Pageoph, Special Issue, (158)11: 2525-2541

Bommer, J. J. and Acevedo, A. B. (2004), "The use real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis," Journal of Earthquake Engineering, (8)1: 43-91

Bommer, J. J., Scott, S. G., Sarma, S. K. (2000), "Hazard-Consistent Earthquake Scenarios", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, (19): 219-231.

Borcherdt, R. D. (1994), "Estimates of Site Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification)", Earthquake Spectra (10)4: 617-654.

Darendeli, M. B. (2001). Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves, Doktora Tezi, The University of Texas at Austin.

Darendeli, M. B., K. H. Stokoe, II, E. M. Rathje ve C. J. Roblee (2001). Importance of Confining Pressure on Nonlinear Soil Behavior and Its Impact on Earthquake Response Predictions of Deep Sites. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.

Demircioğlu, M.B., K.Şeşetyan, E.Durukal and M.Erdik (2007), "Assessment of Earthquake Hazard in Turkey" Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 2007, Thessaloniki, Greece

Durukal,E., Erdik,M., Avcı,J., Yüzügüllü,Ö., Zülfikar,C., Biro,T., and Mert,A. (1998), "Analysis of the Strong Motion Data of the 1995 Dinar, Turkey Earthquake", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 17, 557-578.

Erdik, E., Fahjan,Y., Özel,O., Alcik, H. Mert,A. and Gül,M. (2003) "Istanbul Earthquake Rapid Response and the Early Warning System" Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1):157-163

Eyidogan,H., and Barka,A. (1996), "The October 1995 Dinar Earthquake, SW Turkey", Terra Nova, Vol 8, 179-186.

Hartzell, S., E. Cranswick, A. Frankel, D. Carver ve M. Meremonte (1997), "Variability of site response in the Los Angeles urban area", Bulletin of the Seismological Society of America Vol 87, 1377-1400.

Iyisan,R. and Hasal, M.E. (2011), "Ova Kenarındaki Anakaya Eğiminin Dinamik Davranışa Etkisi: Dinar Ovası Modeli" Teknik Dergi, İnşaat Mühendisleri Odası, Cilt. 22, 5559-5578

Idriss, I. M. ve J. I. Sun (1992), "Shake91, "A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits", University of California, Berkeley

Kottke A. R., Rathje E. M. (2011), "A semi-automated procedure for selecting and scaling recorded earthquake motions for dynamic analysis", Earthquake Spectra, (24)4: 911-32.

Kurtulus A. (2011) "Istanbul Geotechnical Downhole Arrays", Bulletin of Earthquake Engineering, 9 (5):1443-1461

Öcel, A.O., Koral, H., Alptekin, Ö. (1998), "The Dinar Earthquake (Mw=6.2; October 1, 1995; Afyon-Turkey) and Earthquake Hazard of the Dinar-Civril Fault", Pure and Applied Geophysics, (152): 91–105

PEER, (2012), Pacific Earthquake Engineering Research Center, Strong Motion Database, http://peer.berkeley.edu/

Rathje, E. M, Kottke, A. R., Trent, W. L. (2010) "Influence of input motion and site property variabilities on seismic site response analysis", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, (136): 607-619.

Sugito, M., N. Aida ve T. Masuda (1994). Frequency Dependent Equilinearized Technique for Seismic Response Analysis of Multi-Layered Ground. Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of JSCE, 493, 49-58.

Tönük, G Ansal, A. Kurtuluş, A., Çetiner, B. (2013) "Site Specific Response Analysis For Performance Based Design Earthquake Characteristics" Bulletin of Earthquake Engineering, 12(3): 1091-1105

TÜBİTAK (2010) Compilation of The National Strong Motion Network Database According to International Standart, Project No :105G016

# *Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Onuruna Geoteknikte Gelişmeler ve Deneyimler Sempozyumu*

# SEMPOZYUM BİLDİRİLERİ

2 Haziran 2014
Yıldız Teknik Üniveristesi

# TARANMIŞ ÇAMURLARIN SUSUZLAŞTIRILMASINDA KİMYASAL KATKI ETKİNLİĞİ

## EFFECTIVENESS OF CHEMICAL ADDITIVES ON DEWATERING OF DREDGED SLUDGES

**Begüm TURAN[1], Saadet Arzu BERİLGEN [2]**

## ÖZET

Bu çalışmada İstanbul ve çevresinde yapılan deniz tabanı tarama çalışmalarında elde edilen tarama çamurlarının geotekstil tüpler (geotüp olarak bilinen) ve katkı maddeleri yardımıyla en etkin şekilde nasıl susuzlaştırılabileceğinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Literatürde deniz ve dere tabanlarından elde edilen yüksek su muhtevasına sahip bu tip zeminlerin, geotekstil malzemeden hazırlanmış tüpler içinde susuzlaştırılmasına dair davranışını laboratuvar ve arazide araştırmaya yönelik birçok farklı deney düzeneği bulunmaktadır. Saha uygulamalarına daha yakın deney sistemi olan Geotüp ile Susuzlaştırma Deneyi (GDT) susuzlaştırma işleminde kullanılacak olan anyonik ve katyonik kimyasal katkı çeşidi ve miktarının belirlenmesinde hızlı ve ekonomik bir deney yöntemidir. Bu çalışma kapsamında, daha önceden yapılan çalışmalarda kuru çamur ağırlığına göre belirlenmiş olan dozaj miktarı olan 1.5 kg/ton kullanılmıştır (Turan vd.,2014). Bu dozaj miktarının % 0.1, % 0.25 ve % 0.5'lik birer adet anyonik ve katyonik polimer toz katkılarla hazırlanan sulu çözeltileri, homojen şekilde çamura karıştırılarak, altı adet katkılı çamur numunesi üzerinde GDT metodu uygulanmıştır. Deneyler katkısız numune üzerinde de tekrarlanarak katkı maddesinin susuzlaştırma üzerindeki etkisi belirlenmiştir.

**Anahtar sözcükler:** Susuzlaştırma, geotekstil tüpler, zemin iyileştirilmesi, geotekstil

## ABSTRACT

In this study, an effective means of dewatering the dredged material obtained from the sea bottom in Istanbul and its surrounding areas is investigated through the use of additives and geotextile tubes (also known as geotubes). Many laboratory and in-situ testing devices have been proposed in the literature to determine the outcomes of dewatering such high-water content soils excavated from sea and river floors by filtering them through tubes made from geotextiles. The test system, which is closer to field applications with Geotube Dewatering

[1] Yüksek lisans öğrencisi, Yıldız Teknik Üniversitesi
[2] Yard.Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, Geoteknik Anabilim Dalı, koc@yildiz.edu.tr

Test (GDT) to be used in the dewatering process the anionic and cationic additives types and quantities of chemical in determining the testing method is fast end economical. In this study, dosage amounts as 1,5 kg/tons which was determined previously in studies performed was used. This dosage amounts of 0.1%, 0.25%, 0.5% each with anionic ant cationic polymers powder additives were prepared, mixed homogeneously with sludge and this method GDT is used at six sludge samples. The experiments were repeated on sample which is without additives so that the effect on dewatering of additives is determined.

**Keywords:** Dewatering, Geotextile Tubes, Soil Improvement, Geotextile

# 1. GİRİŞ

Ülkemizde son yıllarda deniz ve derelerin kirlenmesine çözüm getirilmesi bakımından dipsel çamurlar taranmakta, elde edilen yüksek su muhtevasına sahip bu zeminler önceden belirlenmiş alanlara depolanmakta veya tekrar denize bırakılmaktadır. Rezervuarlara pompalanan çamurların kısa süre içerisinde etkin olarak ve içeriğindeki çevreye zararlı kimyasal maddeler en aza indirgenerek susuzlaştırılabilmesi ülke ekonomisine ve çevre sağlığına büyük katkı sağlayacaktır. Literatürde dipsel tarama çamurlarının bu yöntemle susuzlaştırılması sonrasında deşarj edilen suyun genellikle tekrar kullanılacak veya ilave iyileştirme yapılmadan doğal ortama bırakılabilecek kalitede olduğunu görülmektedir. Tüp içerisine doldurulan malzemede %65'e varan hacim küçülmeleri, kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılması durumuyla karşılaştırıldığında çok kısa süreler içinde oluşabilmektedir. Ancak ülkemizde geotekstillerin bu amaçla kullanımı yok denecek kadar azdır.

Susuzlaştırma deneylerinin bir diğer önemli bileşeni de kullanılan kimyasal katkılardır. Suda çözünen polimerler, sanayide ve teknolojide yaygın bir kullanım alanına sahiptir. Susuzlaştırmada kullanılmasının yanı sıra su da çözünen polimerler; film, kaplama, tutkal, boya, arıtma gibi endüstriyel açıdan önemli alanlarda da kullanılmaktadır. Suda çözünen polimerler iki ana sınıfa ayrılırlar. Bunlar; iyonik olmayan (noniyonik) polimerler ve iyonik polimerlerdir (Çelikkan, 2003). Bu çalışmada iyonik polimerler olan anyonik ve katyonik polimerler kullanılmıştır.

# 2. LİTERATÜR ÖZETİ

Ekonomik ve çevresel güvenlik açısından yüksek sıkışabilirliğe sahip dipsel çamur, maden çamurları, kanalizasyon çamurları gibi atık maddelerin uygun bir yerde depolanması ve bu depolama sahalarının kullanıma kazandırılması son yıllarda geoteknik mühendisliğinde çözüm aranan önemli sorunlardan biri haline gelmiştir. Son yıllarda getekstil tüpler ile yüksek su içeriğine sahip tarama çamurlarının susuzlaştırılması oldukça etkili bir yöntem olarak ortaya çıkmıştır (Moo-Young vd. 2002, Lawson, 2008). Bu tip çamurların susuzlaştırılması işlemine dair yapılan çalışmalar ile esnek, yüksek mukavemetli dikişlerden meydana gelen yüksek geçirgenliğe sahip örgülü geotekstillerin (geotekstil tüplerin) bu

amaçla kullanılabilecekleri belirlenmiştir. Bu geotekstillerin kullanımları ile susuzlaştırma işlemlerinin daha uygun maliyetli olarak gerçekleştirilebileceği ve bunların çevre dostu uygulamalar oldukları belirlenmiştir. Ayrıca geotekstil tüpler farklı projelere göre farklı şekilde boyutlandırılabilir ve yer sıkıntısı olan projelerde kolaylıkla istiflenebilmektedirler (Fowler vd, 1995). Pratik uygulamalarda, geotekstil tüp sıvı çamur ile basınç altında, tüp maksimum doluluğa ulaşana kadar doldurulmakta, suyun drene olmasına izin verilmektedir. Tüpten çıkan su ile çamur hacmi azalmakta, azalmadan sonra tekrar çamur doldurma işlemi yapılabilmektedir. Bu işlem iki ile altı defa arasında tekrarlanabilmektedir (Lawson, 2006).

Sentetik katyonik ya da anyonik akrimalit türevi polimer katkılar geotekstil tüp ile susuzlaştırma uygulamalarında sıvı düzenleyici olarak kullanılmaktadır. Bu düzenleyiciler yük nötralizasyonu ve parçacık köprüleme sayesinde ince sedimentleri birbirine bağlayarak topaklar haline getirirler. Worley vd. (2008) tarafından yapılan çalışmalarda mandıra lagünlerinin polimerli ve polimersiz susuzlaştırılması çalışmalarında bu yöntemle çamurun fosfordan %79 ila % 99 arasında arındırılabildiği görülmüştür. Satyamurth vd. (2011) çalışmalarında yaptıkları basit ölçekli deneylerde poliakrilamid düzenleyicilerin susuzlaştırma üzerindeki karakteristik etkilerini incelemişlerdir. Kimyasal düzenleyicilerin (katkıların) kullanımı ile susuzlaştırma süresinde % 85'e varan azalmalar görüşmüştür. Koerner tarafından (2003) gerçekleştirilen orta ölçekli torba deneylerinde katyonik polimerler kullanarak siltli kil bir malzeme susuzlaştırılarak, optimum dozajda susuzlaştırma süresinin 120 dakikadan 40 dakikaya gerilediği belirlenmiştir.

Herhangi bir geotekstil tüp ile susuzlaştırma işleminin başarısı, sürekli akış altında geotekstil tüpün gözeneklerinden daha büyük olan zemin danelerinin sıvı kısımdan ayrılmasıyla açıklanabilmektedir. Huang ve Lou (2007) yaptıkları bir çalışmada; geleneksel zemin-geotekstil tutulma kriterinde, susuzlaştırma işleminin önemli kriteri olan filtrasyon kriterinin (filtrasyon etkinliği) göz ardı edildiğine dikkat çekmişlerdir. Koerner ve Koerner (2003) ideal geotekstilin saha performansı için (mühendisler tarafından seçilmiş ya da onaylanmış kumaşın kullanıldığı) standart bir test metodunun geliştirilmesinin gerektiğine dikkat çekmişlerdir. Geotekstil-çamur sistemlerinin performans değerlendirilmesi için yaygın olarak kullanılan yöntemler; küçük ölçekli laboratuvar deneyleri, pilot ölçekli testler ve tam ölçekli testlerdir. Laboratuvar testleri olan düşen seviyeli test ve basınç filtrasyon testi hızlı ve ekonomik olmasına rağmen pilot sistem kurulması zaman alıcı ve pahalıdır. Ayrıca sistem saha koşullarını daha az temsil etmektedir. Bu deneyler arasında "Asılı Torba Deneyi" (Hanging Bag Test) ve "Geotüp Susuzlaştırma Deneyi" (Geotube Dewatering Test) ile sahada ya da laboratuvarda orta ölçekli bir deney gerçekleştirilebilmektedir.

Sentetik polimerlerin güvenliği ile ilgili endişelerden dolayı doğal ve çevre dostu katkıların elde edilmesi üzerine bazı çalışmalar yapılmıştır (Letterman ve Pero, 1990). Ayrıca petrol kaynaklarının kıtlığı sebebiyle sentetik polimerlere yeni alternatifler getirilmiştir (Wei vd, 2008). Zemin-katkı etkileşimleri ve doğal katkılar ile ilgili mineral ve üretim mühendisleri çalışmalar yapmış olsa da geotekstil tüplerde kullanılan katkılar ile ilgili çalışmalar sınırlıdır.

Ülkemizde de Haliç, İzmir Körfezi, İzmit Körfezi gibi çevre kirliliği olan bölgelerde dipsel çamurların taranarak depolanması veya çeşitli endüstriyel ve kentsel atık çamurlarının

depolanması güncel mühendislik problemlerindendir. Bu çamurların depolanarak yeni araziler elde edilmesi hem güvenlik hem de ülke ekonomisi açısından yararlı olmaktadır.

Bu çalışmada tarama çamurlarının anyonik ve katyonik polimer kullanılarak susuzlaştırılması konusu incelenmiştir.

## 3. MATERYAL VE METOT

Çalışmada tarama çamuru olarak adlandırılan İstanbul ve çevresinde deniz ve dere tabanından elde edilecek yüksek su muhtevasına sahip tarama malzemesi kullanılmıştır. Susuzlaştırma deneylerinde kullanılanmış olan geotekstil malzemesi saha ortamında kullanılan malzemenin aynısı olup laboratuvar ortamı için özel boyutlarda imal edilip dikilmiştir. Bütün susuzlaştırma deneylerinde çıkan suyun kalitesi ve miktarının ölçülebilmesi için geotekstil torba basit PVC stant üzerine yerleştirilmiş, torbadan drene olan su toplama havuzunda anlık, on beş dakika, otuz dakika, altımış dakika olarak okunmuştur. GDT deneylerinde dolum iki gün süre ile gerçekleştirilmiştir. İkinci gün yapılan dolumda drene olan su da on beş dakika ve otuz dakikalık okumalar alınmış sonrasında drene olan su miktarları birinci günü takiben üç günlük ve yedi günlük olacak şekilde not edilmiştir. Deneylerde bir adet katyonik (Proestol 822) bir adet anyonik (Proestol 2530) olmak üzere iki adet katkı kullanılmıştır.

Çalışmada tarama çamuru, geotekstil ve katkılar kullanılmıştır. Tarama çamuru İstanbul ve çevresinde deniz ve dere tabanından elde edilen yüksek su muhtevası, düşük katı madde miktarına sahip tarama malzemesidir. Laboratuvar ortamında tarama çamuru üzerinde yapılan zemin indeks deneyleri (su muhtevası, likit limit ($w_L$), plastik limit ($w_P$), plastisite indisi ($I_P$), organik madde içeriği, özgül yoğunluk, dane dağılımının belirlenmesi vb.) sonrasında elde edilen deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir.

Haliç tarama çamuruna ait organik madde içeriği yapılan laboratuvar deneyinde organik madde miktarı % 4 olarak belirlenmiştir. Proje kapsamında kullanılan geotekstilin özellikleri ise Çizelge 2'de verilmiştir. Ayrıca geotekstil tüplerle yapılacak katkısız susuzlaştırma işlemi sonucunda elde edilen sızıntı suyuna ait analiz raporu ise Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 1. Zemin indeks deney sonuçları

| | |
|---|---|
| Katı Madde Miktarı | %10 |
| Likit Limit | %45 |
| Plastik Limit | %42 |
| Plastisite İndeksi | %3 |
| Özgül Yoğunluk | 2,52 |

Çizelge 2. Geotekstil tüp malzemenin özellikleri

| **Mekanik Özellikler** | **Birim** | |
|---|---|---|
| Minimum Çekme dayanımı | kN/m | 70 |
| Minimum Bağlantı (Dikiş) Dayanımı | kN/m | 65 |
| **Hidrolik Özellikler** | **Birim** | |
| Permeabilite | $l/m^2dk$ | 1800 |
| O90 | Mm | 250 |

Çizelge 3. Sızıntı suyun analiz raporu

| **Yöntem** | **Analit** | **Birim** | **Değer** |
|---|---|---|---|
| Alkalilik, M&P | Alkalilik, M (CaCO3) | ppm | 984 |
| | Alkalilik, P (CaCO3) | ppm | 0 |
| | PH | | 7,90 |
| Anyonlar | Klorür (Cl) | ppm | 1590 |
| | Sülfat (SO4) | ppm | 125 |
| COD | Toplam Kimyasal Oksijen İhtiyacı (COD) | ppm | 248 |
| İletkenlik | 25Cº İletkenlik | µS/cm | 7210 |
| Elementler (Asit) | Toplam Antimom (Sb) | mg/L | 0 |
| | Toplam Arsenik (As) | mg/L | 0,015 |
| | Toplam Kadmiyum (Cd) | mg/L | 0,001 |
| | Toplam Kalsiyum (CaCO3) | mg/L | 223,58 |
| | Toplam Krom (Cr) | mg/L | 0,002 |
| | Toplam Kobalt (Co) | mg/L | 0,002 |
| | Toplam Bakır (Cu) | mg/L | 0,006 |
| | Toplam Demir (Fe) | mg/L | 3,011 |
| | Toplam Kurşun (Pb) | mg/L | <0,002 |
| | Toplam Magnezyum (Mg) | mg/L | 402,65 |
| | Toplam Manganez (Mn) | mg/L | 0,42 |
| | Toplam Molibden (Mo) | mg/L | 0,004 |
| | Toplam Nikel (Ni) | mg/L | 0,015 |
| | Toplam Selenyum (Se) | mg/L | <0,002 |
| | Toplam Sodyum (Na) | mg/L | 758,7 |
| | Toplam Stronsiyum (Sr) | mg/L | 0,326 |
| | Toplam Kalay (Sn) | mg/L | 0 |
| | Toplam Sertlik (CaCO3) | mg/L | 626,23 |
| | Toplam Vanadyum (V) | mg/L | 0,007 |
| | Toplam Çinko (Zn) | mg/L | 0,009 |
| Fosfatlar | Osto Fosfat | ppm | 0,5 |
| | Toplam Fosfat | ppm | 1,1 |
| Çözünür Demir | Kalorimetrik Çözünür Demir (Fe) | ppm | 0,14 |

# 4. DENEYSEL ÇALIŞMA

Haliç dip tarama çamurunun geotekstiller ile susuzlaştırılması sırasındaki davranışını araştırmak amacıyla yürütülen bir proje kapsamında yapılan çalışmada (Turan vd.,2014), katkı etkisinin ve miktarının belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen ani susuzlaştırma deneyleri göre katkı dozajı 1,5 kg/ton olarak belirlenmiştir. Bir adet katyonik (Proestol 822), bir adet anyonik katkı (Proestol 2530) ile düzenlenen GDT deneyleri de bu dozaj miktarına uygun olarak % 0.1, % 0.25 ve % 0.5'lik çözeltiler kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bir adet de katkısız GDT deneyi yapılmıştır. Drene olan su miktarı yedi deney düzeneğinde de anlık (bir dakika), on beş dakika, otuz dakika, bir saat, yirmi dört saatlik, üç gün ve 7 gün süreyle kaydedilmiştir. Deneyler sonucunda susuzlaştırılan çamur numunelerinin (filtre keki) değişen indeks özelliklerinin belirlenmesine yönelik zemin indeks deneyleri ve mukavemet parametrelerindeki değişimi belirlemek amacıyla mukavemet deneyleri (veyn) yapılmıştır. Bu bildiride Geotüpler ile Susuzlaştırma Deneylerinde elde edilen sonuçlar paylaşılacaktır.

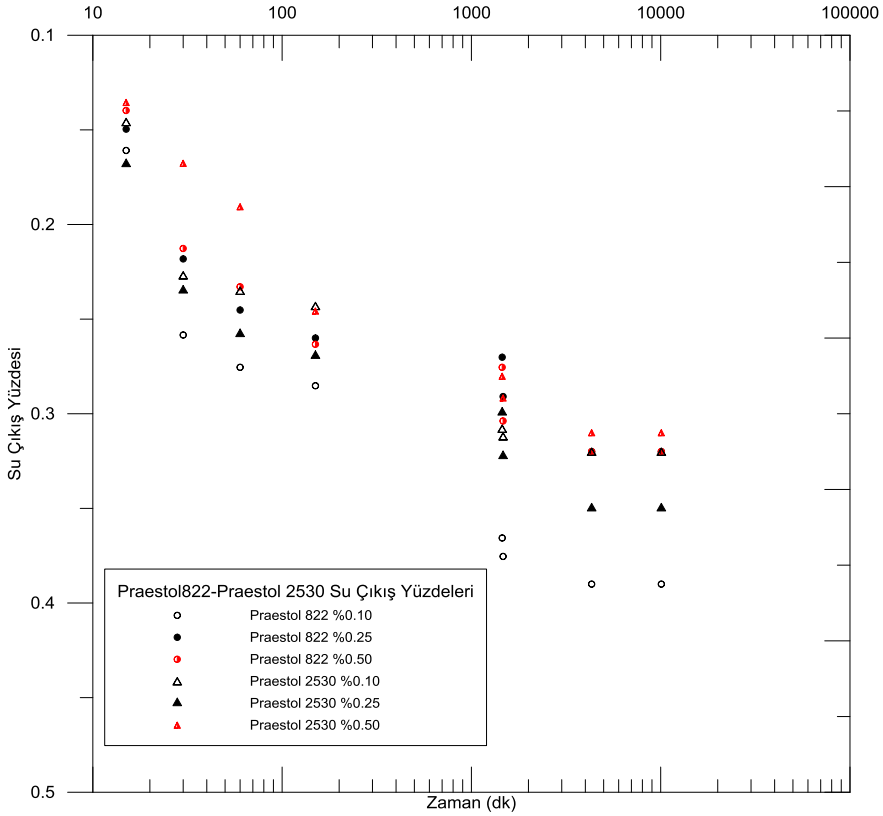
## 4.1. Geotekstiltüpler ile Susuzlaştırma Deneyi, GDT, (Geotube Dewatering Test)

Geotekstiltüpler ile Susuzlaştırma Deneyi (GDT) olarak adlandırılan bu deney, saha uygulamalarında kullanılan sistemin tam olarak minyatür şeklidir. Bu deney kapsamında sahada kullanılan geotekstil tüplerin yapımında kullanılan GT500 adlı geotekstil malzeme kullanılmıştır.
Geotekstil malzeme içerisine doldurulacak çamur malzemeye dayanabilecek şekilde dört köşesinden dikilerek kapalı hale getirilmiştir. GDT deneylerinde kullanılmak üzere hazırlanmış düzenek, dört tarafı dikilmiş kapalı torba halindedir. Bu geotekstil torbanın üzerinde çamur dolumunu sağlamak amacıyla bir giriş ve bu girişe adapte edilmiş bir boru bulunmaktadır. Bu deney düzeneği firmadan hazır halde temin edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında kullanılan tarama çamuruna, daha önce gerçekleştirilen RDT (Hızlı Susuzlaştırma Deneyi)'nde belirlenen dozaj miktarı olan 1.5 kg/ton'a göre % 0.1, % 0.25 ve % 0.5'lik çözeltiler oluşturacak şekilde iki ayrı polimer katkı (ProEstol 822, ProEstol 2530) eklenmiştir. Bir adet katkısız, altı tane katkılı olmak üzere toplamda yedi farklı çamur numunesi elde edilmiştir. Bütün susuzlaştırma deneylerinde geotekstil torba basit PVC stant üzerine yerleştirmiş, torbadan drene olan suyun toplanabilmesi için torba altına yeterli büyüklükte bir kap kulllanılmıştır. Drene olan su miktarı yedi deney düzeneğinde de anlık (bir dakika), on beş dakika, otuz dakika, bir saat, yirmi dört saatlik, üç gün ve 7 gün süreyle kaydedilmiştir. Deneyler sonucunda torbalar kesilerek elde edilen susuzlaştırılan çamur numuneleri üzerinde (filtre keki) değişen indeks özelliklerinin belirlenmesine yönelik zemin indeks deneyleri ve mukavemet parametrelerindeki değişimi belirlemek amacıyla mukavemet deneyleri (veyn) yapılmıştır.

Proestol 822 katyonik ve Proestol 2530 katkılarının değişen oranlarına ve zamana bağlı olarak su çıkış yüzdelikleri Şekil 1'de verilmiştir. Katkı etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için de bir adet katkısız çamur numunesi hazırlanmıştır. Bununla birlikte katkısız olarak gerçekleştirilen GDT deneyinde torba içerisine doldurulan malzemenin torbadan çıktığı görülmüş ve deneye devam edilememiştir. Şekil 1'de verilen grafikte görülebileceği gibi

düzenelen bu altı farklı deney içerisinde en iyi sonuç % 0.1'lik katkı miktarı ile hazırlanan katyonik katkı (Proestol 822) ile elde edilmiştir.




Şekil 1. Proestol 822 ve Proestol 2530 katkılarının değişen oranlarına ve zamana bağlı su çıkışı yüzdelik değerleri

Proestol 822 katkısı için % 0.1 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada % 16'sını, 30 dakikada % 26'sını, 60 dakikada % 28'inin, 24 saatte % 29'unu, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada % 37'sinin, 30 dakikada % 38'inin, üçüncü günde % 39'unu ve yedinci günde ise % 39'unun; % 0.25 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %15'inin, 30 dakikada % 22'sinin, 60 dakikada % 25'inin, 24 saatte % 25'inin, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada % 27'sinin, 30 dakikada % 29'unun, üçüncü günde % 32'sinin ve yedinci günde ise % 32'sinin; % 0.5 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada % 14'ünün, 30 dakikada % 21'inin, 60 dakikada % 23'ünün, 24 saatte % 26'sının, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada % 28'sinin, 30 dakikada % 30'unun, üçüncü günde % 32'sinin ve yedinci günde ise % 32'sinin çıktığı belirlenmiştir. Deney sonrasında elde edilen suyun içinde zemin tanelerinin bulunmadığı duru halde olduğu gözlenmiştir (Şekil 2).

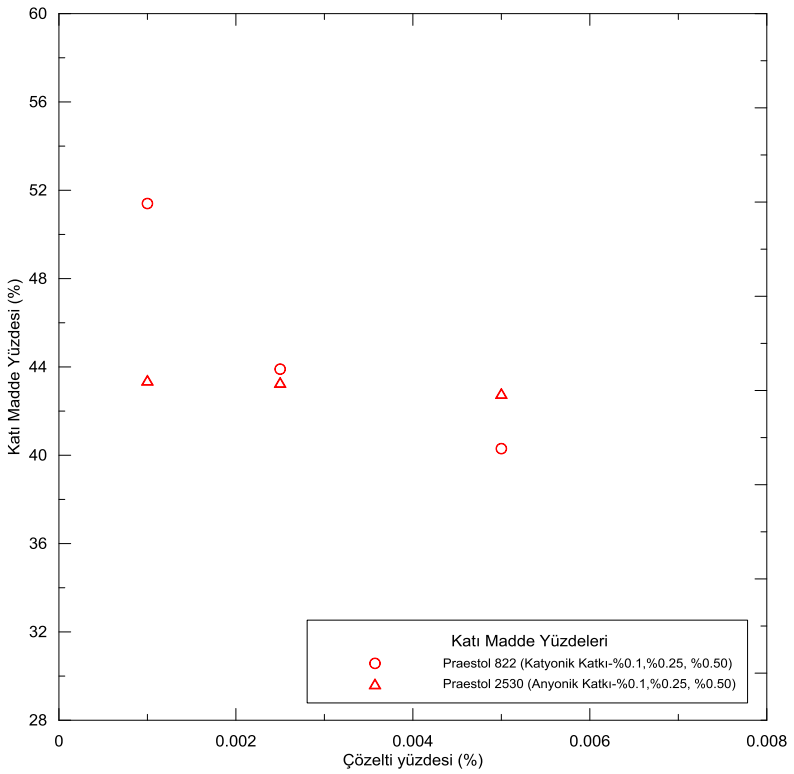
Proestol 2530 anyonik katkısının değişen oranlarına ve zamana bağlı olarak yüzde su çıkış miktarları da Şekil 1'de verilmiştir. Grafikte görülebileceği gibi düğü gibi en iyi sonucu bu üç deney içinden % 0.25'lik katkı miktarı vermiştir.

Proestol 2530 katkısı için %0.1 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %15'inin, 30 dakikada % 23'ünün, 60 dakikada % 23'ünün, 24 saatte % 24'ünün, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada %31'inin, 30 dakikada % 31'inin, üçüncü günde %32'sinin ve yedinci günde ise %32'sinin; % 0.25 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %17'sinin, 30 dakikada % 23'ünün, 60 dakikada % 26'sının, 24 saatte % 27'sinin, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada %20'unun, 30 dakikada % 32'sinin, üçüncü günde %35'inin ve yedinci günde ise %35'inin; % 0.5 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %14'ünün, 30 dakikada % 17'sinin, 60 dakikada % 19'unun, 24 saatte % 25'inin, ertesi gün yapılan dolum sonrası 15. dakikalık okumada %28'sinin, 30 dakikada % 29'unun, üçüncü günde %31'inin ve yedinci günde ise %31'inin çıktığı belirlenmiştir. Deney sonrasında elde edilen suyun içinde zemin taneleri bulunmamasıyla birlikte suyun duru olduğu gözlenmiştir (Şekil 2).

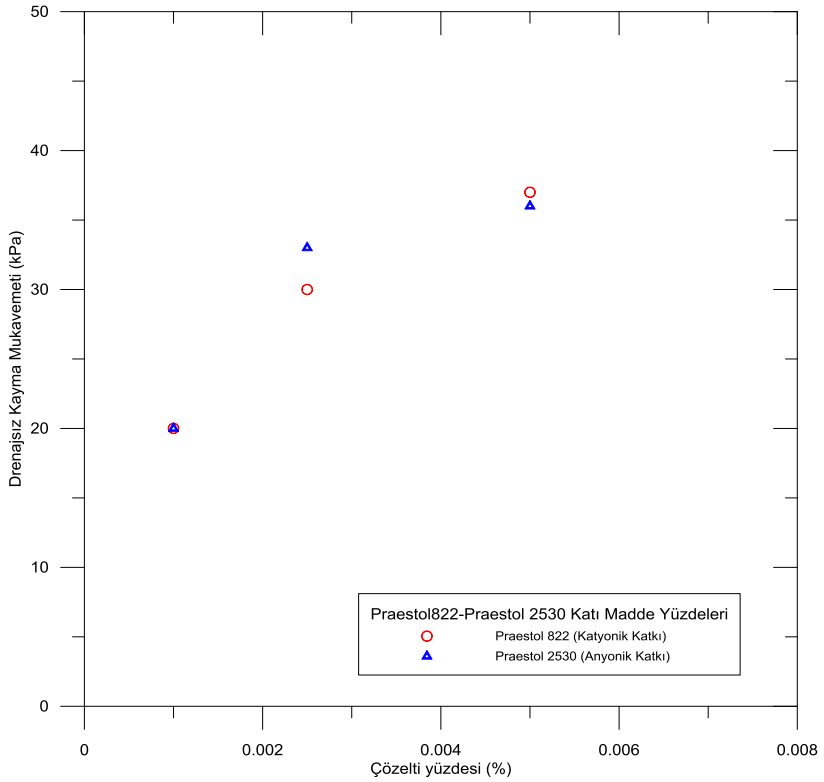
Şekil 2. GDT deneyleri sırasında torba dışına çıkan su görünümü

Proestol 822 katyonik ve Proestol 2530 katkılarının değişen oranları için yapılan GDT deneyleri sonrasında torba içerisinde kalan malzemenin katı madde miktarılarının değerleri Şekil 3'de verilmiştir. Buna göre deney sonunda torba içerisinden alınan örneklerden katyonik katkının artan yüzdeleri için katı madde yüzdesinde azalım olduğu belirlenmiştir. Anyonik katkının farklı yüzdeleri için doğrusal bir değişim saptanamamıştır. Bununla birlikte Praestol 2530 katyonik katkısı için (% 0.25'lik çözelti) elde edilen maksimum katı madde yüzdesi % 45 olarak elde edilmiştir.

Torba içerisinde bulunan kuru kek üzerinde yapılan el veyn deneyleri sonrasında numunelerdeki drenajsız kayma mukavemeti değerleri Şekil 4'de görüldüğü gibi ( % 0,1 katkı çözeltili deneyde 20 kPa, % 0,25'lik katkı çözeltili deneyde 33 kPa, % 0,50'lik çözeltili deneyde ise 36 kPa) elde edilmiştir. Deney sonuçlarına göre artan katkı yüzdesiyle birlikte dreanjsız kayma mukavemeti değerlerinde bir düşüş olduğu belirlenmiş olup en yüksek drenajsız kayma mukavemeti değerleri % 0.1'lik katkı yüzdesinde elde edilmiştir.




Şekil 3. GDT deneyleri sonrası katı madde yüzdeleri




Şekil 4. GDT deneyleri sonrası drenajsız kayma mukavemeti değerleri

# 5. SONUÇLAR

Yapılan çalışmalar sonucunda tarama çamurunun susuzlaştırılmasında geotekstillerin filtrasyon ve depolamada büyük fayda sağladığı, anyonik ve katyonik polimer katkıların çökeltme etkinliği gösterdiği görülmüştür. Ancak süzülen su duruluk kalitesi ve torba içinde kalan kuru kekin katı madde miktarı göz önünde tutulduğunda en iyi performansı katyonik katkıların verdiği gözlenmiştir. Diğer anyonik katkılar ile yapılan deneylerde de çökelme reaksiyonlarının olduğu ancak çıkan su kalitesi göz önünde bulundurulduğunda sonucun iyi olmadığı katyonik katkılara göre süzüntü suyunun bulanıklaştığı gözlenmiştir.

Yapılan çalışma sonucunda susuzlaştırma deneylerinde kullanılan katkı miktarı, süzüntü suyunun kalitesi, dolum zamanı ve kolaylığı gibi parametrelerin hepsinin bir arada düşünülerek projelendirilmelerin yapılması gerekliği ortaya konmuştur.

Haliç dip tarama çamurundan alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerde başlangıç katı madde miktarı % 10 olan çamura 1.5 kg/ton dozajında % 0.1'lik katyonik Proestol 822 katkısı ile yedi gün sonunda kuru kekin katı madde miktarının ortalama % 49 olduğu gözlenmiştir.

Tarama çamurlarının kamyonlarla taşındığı düşünüldüğünde susuzlaştırma sonrasında elde edilen su muhtevası çok düşük daha yoğun bir malzemenin taşınmasının ekonomik olarak ülke bütçesine büyük avantajlar sağlayacağı açıktır. Ayrıca çamur özelliklerine bağlı olarak uygun katkıların kullanımı sayesinde çamurdan elde edilen süzüntü suyunun çok daha temiz ve kontrollü bir şekilde toplanıp tekrar doğaya verilmesi mümkün olabilecektir.

# KAYNAKLAR

Fowler, J., Toups, D., and F. Duarte, and P. Gilbert. (1995). "Geotextile Contained Dredged Material", Red Eye Crossing, Baton Rouge, LA, Western Dredging Association 16th Technical Conference & 28th Annual Texas A&M Dredging Seminar, University of Wisconsin Sea Grant Dredging Workshop., May 23-24, Minneapolis, MN.

Huang, C.-C., Luo, S., Y., (2007), "Dewatering of Reservoir Sediment Slurry Using Woven Geotextiles. Part I: Experimental Results.", Geosynthetics International., 14 (5): 253-263.

Koerner, G.R., and Koerner, R.M. (2003). "Geotextile Tube Assessment Using a Hanging Bag Test", Proceedings of the GRI-17 Conference., GII Publications, Folsom, PA: 220-235.

Lawson, C.R., (2006), "Geotextile containment for hydraulic & environmental engineering", Proceedings of 8th International Conferenence on Geosynthetics,Sep 18-22, Yokohama, Japan., Kuwani & Koseki, J (eds), Millpress, Rotterdam, ISBN 90 5966 0447.

Lawson, C.R., (2008), "Geotextile containment for hydraulic & environmental engineering", Geosynthetics International. 15(6): 384-427.

Letterman, R., D., Pero, R., W., (1990), "Contaminants in Polyelectrolytes Used in Water Treatment.", Journal AWWA, Vol. 82, Iss., 87-97.

Moo-Young, H. K., Tucker, W.R., (2002), "Evaulation of Vacuum Filtration Testing for Geotextiles and Geomembranes", 20., p. 191-212.

R. Satyamurthy, K. Liao, and S.K. Bhatia, A.M ASCE, Ph.D., (2011), "Investigations of Geotextile Tube Dewatering".

Turan, B., Berilgen S., A., Akgüner, C., (2014), "Taranmış Çamurların Geotekstil Tüpler Yardımıyla Susuzlaştırılması – Hızlı Susuzlaştırma (RDT) Deneyleri", Atıncı Ulusal Geosentetikler Konferansı, S. 49-59.

Wei, Y., Cheng, F., Zheng, H., (2008), "Synthesis and Flocculanting Properties of Cationic Starch Derivatives.", Carbohydrate Polymers 74, 673-679.

Worley, J., W., Bass, T., M., Vendrell, P., F., (2008), "Use of Geotextile Tubes with Chemical Amendments to Dewater Dairy Lagoon Solids.", Bioresour., Technd., 91, Pp., 4451-4459.

# GÖMÜLÜ ESNEK BORU DAVRANIŞININ LABORATUAR MODEL DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF BURIED FLEXIBLE PIPE BEHAVIOR BY LABORATORY MODEL TESTS

**Havvanur KILIÇ[1], Emre AKINAY [2]**

## ÖZET

Bu çalışmada, gömülü esnek boru davranışı laboratuarda model deneylerle incelenmiştir. Bu kapsamda, kurulan deney sisteminde yapılan dört adet deneyin sonuçları değerlendirilmiştir. Bu deneylerde boru davranışının model deney sınır koşullarından etkilenip etkilenmediğinin belirlenebilmesi için borunun iki ucunda ve merkez kesitinde yapılan enstrümentasyondan alınan ölçümler değerlendirilmiştir. Zemin içine yerleştirilen gerilme ölçer ve oturma plakalarından alınan ölçümlerden yararlanılarak deneylerin tekrarlanabilirliği konusunda bilgi edinilmiştir. Deneylerde borunun merkez kesitinde çembersel biçim değiştirme dağılımının tutarlı olduğu, diğer bir deyiş ile deneylerin tekrarlanabilir olduğu görülmüştür. Boru boyunca biçim değiştirmelerin özdeş olmadığı görülmüş, buradan da borunun model deney ortamının sınır koşullarından etkilendiği sonucuna varılmıştır.

**Anahtar sözcükler:** Gömülü esnek boru davranışı, model deney

## ABSTRACT

In this study, buried flexible pipe behavior was investigated in the laboratory by means of model tests. In order to understand the influence of boundary conditions on the behaviour of buried pipes, the measurements obtained from the instrumentation installed at the central section and at the two ends of the pipe were evaluated. Measurements gathered from stress cells and settlement plates installed in the model tests provided important information regarding the reproducibility of the experiments. The test results showed that the distribution of circumferential deformation of the pipe in the central section is consistent in each other in different tests which shows the reproducibility of the experiments. The deformations along the pipe were found to be non- identical, indicating that pipe behaviour is affected by the boundary conditions of the model test medium.

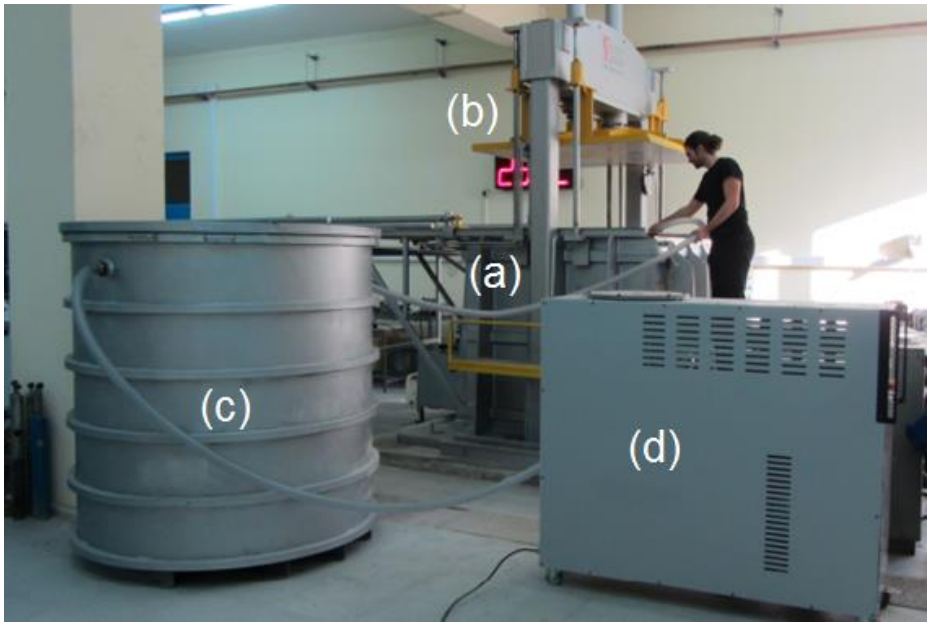
[1] Doç. Dr.,Yıldız Teknik Üniversitesi, Geoteknik Anabilim Dalı, kilic@yildiz.edu.tr
[2] Arş. Gör.,Okan Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği, emre.akinay@okan.edu.tr

**Keywords:** Buried flexible pipe behavior, model test

# 1. GİRİŞ

Gömülü bir boru, boru-zemin sisteminin bir bileşeni olarak davranış göstermektedir. Bu davranış borunun ve zeminin rijitliğine ve de bunun sonucunda gelişen boru-zemin etkileşimine bağlıdır. Gömülü boru davranışı laboratuar ortamında incelenirken, boru davranışının model deney sisteminin sınır koşullarından etkilenmemesi için büyük ölçekli laboratuvar deneyleri kullanılmalıdır. Gömülü esnek boru davranışını incelemek için Yıldız Teknik Üniversitesi Prof. Dr. Kutay Özaydın Geoteknik Laboratuarı'nda bir model deney sistemi kurulmuştur. Bu sistem bünyesinde;

- 1.5 m x 1.5 m x 1.5 m boyutlarında (ve ön duvarı pleksiglas olan) deney tankı (Şekil 1a)
- 50 ton kapasiteli hidrolik yükleme sistemi (Şekil 1b)
- Depo tankı (Şekil 1c)
- Zeminin deney tankından depo tankına aktarımını sağlayacak vakum birimi bulunmaktadır (Şekil 1d).




Şekil 1. Model deney tümleşkesinin genel görünümü: (a) Model deney tankı (b) Hidrolik yükleme sistemi (c) Depo tankı (d) Vakum birimi (Akınay vd. 2013)

Kurulan sisteme ait bilgiler, tank duvarı–zemin arayüzey iyileştirmesi (arası gres ile kayganlaştırılmış iki adet PE film), borunun ve zeminin enstrümentasyonuna ait detaylar ayrıntılı olarak Akınay vd. (2013)'de sunulmuştur.

Bu çalışma kapsamında, kurulan deney sisteminde, boru davranışının model deney sınır koşullarından etkilenip etkilenmediğinin belirlenebilmesi için borunun iki ucunda ve merkez kesitinde yapılan enstrümentasyondan alınan ölçümler değerlendirilmiştir. Zemin içine yerleştirilen gerilme ölçer ve oturma plakalarından alınan ölçümlerden yararlanılarak deneylerin tekrarlanabilirliği konusunda bilgi edinilmiştir.

## 2. MODEL DENEY ZEMİN ORTAMI VE ENSTRÜMENTASYON

Şekil 1a'da gösterilen model deney tankın duvarlarında sürtünmeyi azaltmak için Tognon vd. (1999)'da önerilen iyileştirme yapılmıştır. Tank duvarları–zemin arayüzey iyileştirmesi (arası gres ile kayganlaştırılmış iki adet Poli Etilen (PE) film) tabakasına ek olarak, zemin danelerinin PE film tabakasına batmasının engellenmesi amacı ile örgüsüz geotekstil kullanılmıştır. Yapılan deney sonucuna göre (Deney#1), zemin danelerinin PE film tabakasına batmasının tamamen engellenememesi sonucunda, geotekstil üzerine geomembran plakaları yapıştırılarak kullanılmıştır (Şekil 2). Bu işlemden sonra tank içine geri dolgu malzemesi olan kötü derecelenmiş (SP) kum zemin tabakalar halinde yerleştirilmiştir. Yerleştirilen kumun kontrolü, Humboldt Soil Stiffness Gauge (SSG) aleti kullanılarak yapılmıştır (Akınay vd. 2013).

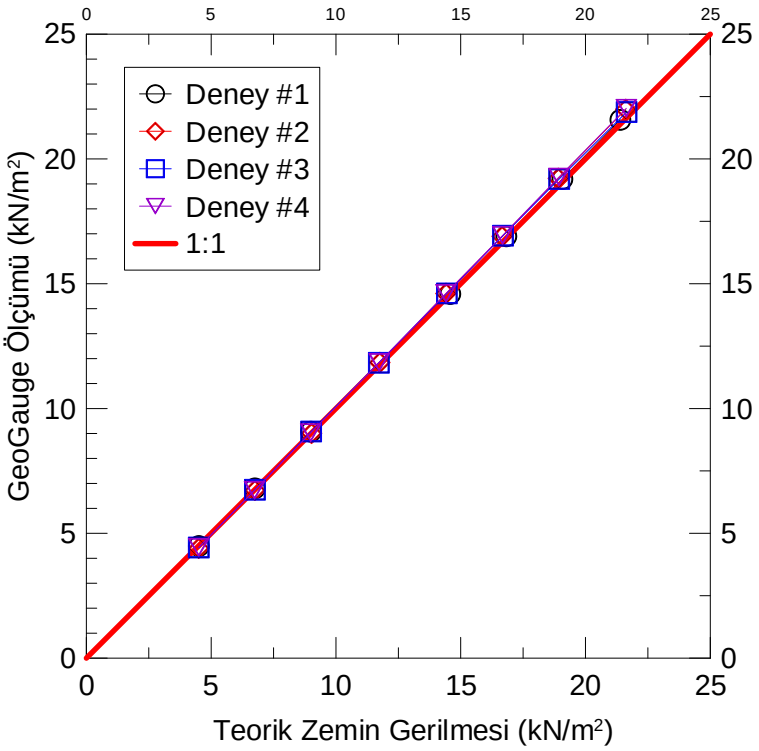
Bu çalışma kapsamında kullanılan kum zemin için, GeoGauge rijitlik ölçümü ile yerleşim sıkılığı arasındaki ilişki Mert (2014), tarafından yapılan deneysel çalışmalarla belirlenmiştir. Bu çalışmalar sonucunda GeoGauge rijitlik ölçümü ile kumun rölatif sıkılığı arasında (1) eşitliği ile verilen doğrusal ampirik bağıntı elde edilmiştir.

$$k_G = 0.0551D_r + 1.4143 \qquad (1)$$

(1) eşitliğinde verilenler: $k_G$ = GeoGauge rijitlik ölçümü (MN/m) ve $D_r$ = Kum tabakasının rölatif sıkılığıdır.

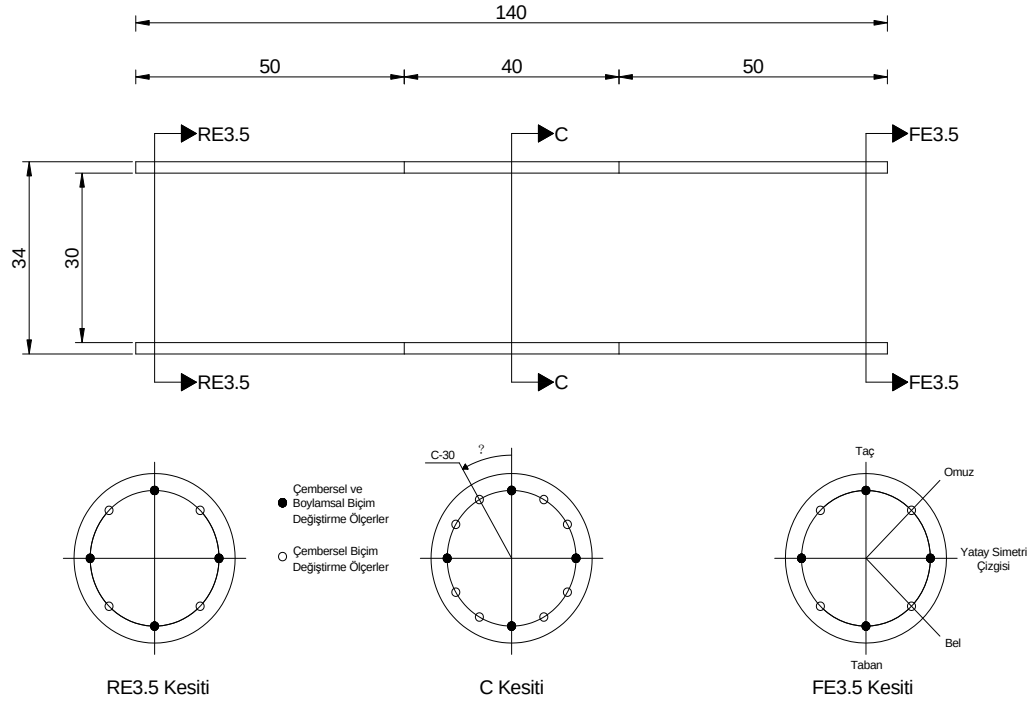
Her bir zemin katmanı için kuru birim hacim ağırlık teorik olarak ve (1) eşitliği dikkate alınarak hesaplanmıştır. Model zemin ortamının hazırlanma aşamasında tank tabanına etkiyen teorik düşey zemin gerilmeleri ile (1) eşitliği dikkate alınarak hesaplanan düşey zemin gerilmeleri Şekil 3'de karşılaştırılmıştır (model zemin ortamının hazırlanma aşaması). Teorik ve ampirik olarak hesaplanan gerilmelerin birbiri ile uyumlu olduğu görülmektedir.

Şekil 2. İyileştirme katmanlarını zemin danelerinin batmasından koruma amacı ile yerleştirilen geomembran plakaları



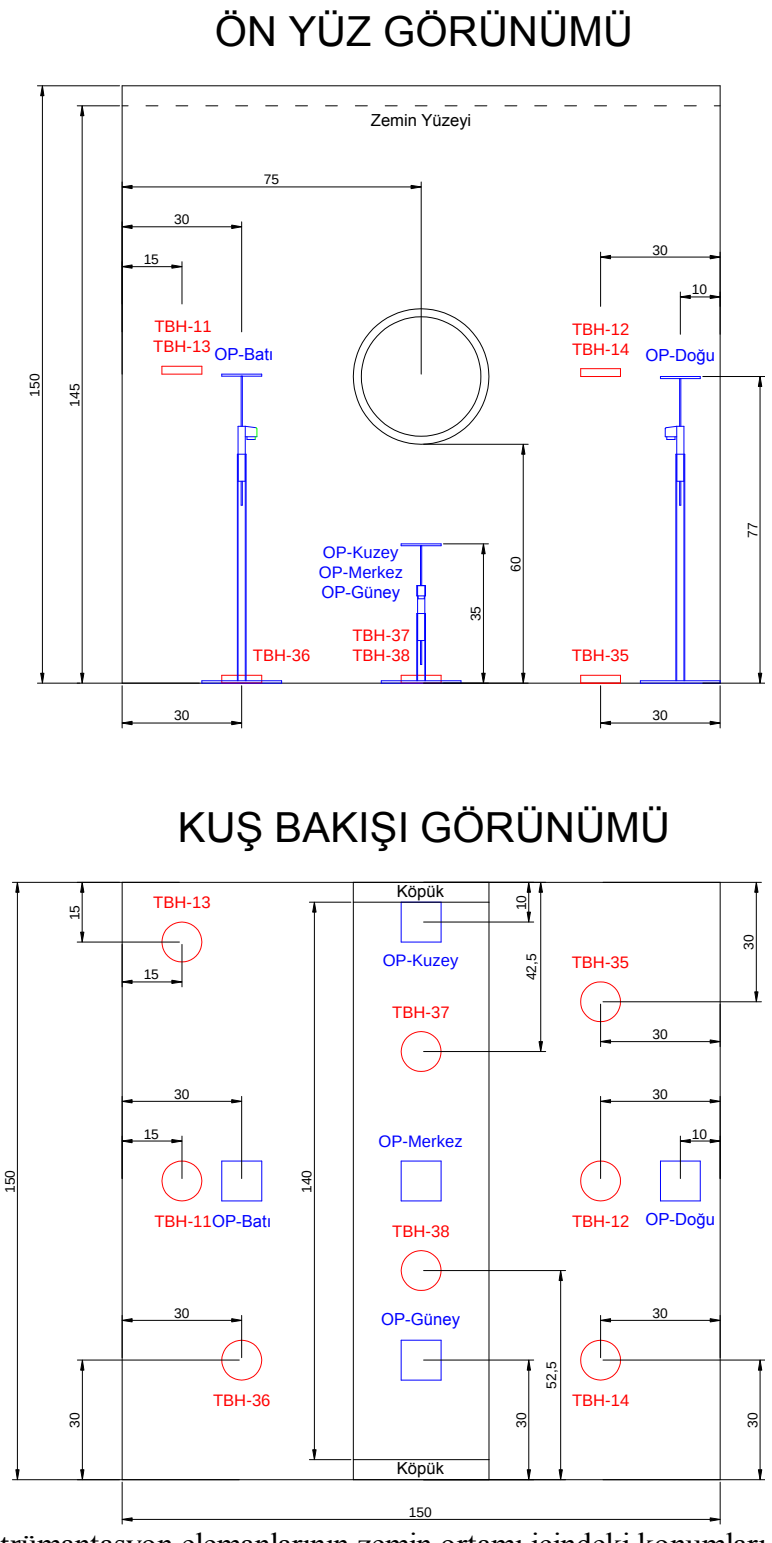

Şekil 3. Tank tabanına etkiyen teorik düşey zemin gerilmeleri ile GeoGauge ölçümü dikkate alınarak hesaplanan düşey zemin gerilmelerinin karşılaştırılması

Boru, biçim değiştirme ölçerler ve merkez kesitte yatay ve düşey hareketleri ölçen iki adet potansiyometrik deplasman transdüsörü ile enstrümante edilmiştir. Biçim değiştirme ölçerlerin boru üzerindeki konumları Deney #1, Deney #2 ve Deney #3 için Şekil 4'de verilmiştir. Deney #4'ün hazırlık aşamasında biçim değiştirme ölçerlerin konumları yeniden düzenlenmiştir.




Şekil 4. Boru üzerinde biçim değiştirme ölçerlerin konumları (Deney #1, Deney #2 ve Deney #3)

Zemin ortamının enstrumantasyonu için 8 adet toprak basıncı hücresi (TBH11, TBH12, TBH13, TBH14, TBH35, TBH36, TBH37 ve TBH38) ve 5 adet oturma plakası (OP-Kuzey, OP – Merkez, OP-Güney, OP-Doğu ve OP-Batı) kullanılmıştır. Deney #1, Deney #2, Deney #3 ve Deney #4'te enstrümantasyon elemanları için farklı yerleşimler uygulanmıştır. Deney #4 için zemin ortamı içerisindeki konumları Şekil 5'de verilmiştir.

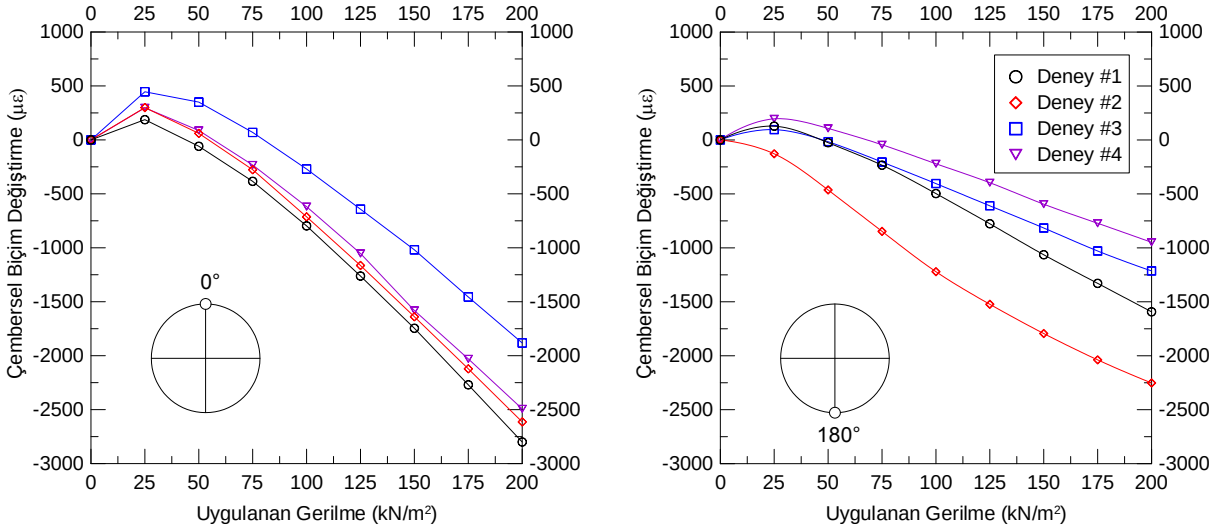



Şekil 5. Enstrümantasyon elemanlarının zemin ortamı içindeki konumları (Deney #4)

## 3. MODEL DENEYLER

Model deneylerde, zemin üst yüzeyine uygulanan gerilmenin üniform yayılabilmesi için, 5 cm kalınlığında etil vinil asetat (EVA) tabakası yerleştirilmiştir. Yüzey gerilmesi 25 kN/m²'lik adımlar ile artırılmış ve en son adım ile birlikte zemin yüzeyine toplamda 200 kN/m² gerilme uygulanmıştır. Her bir gerilme adımında Deney #1, Deney #3 ve Deney #4'te 30 dakika, Deney #2'de ise 1 saat beklenmiştir.

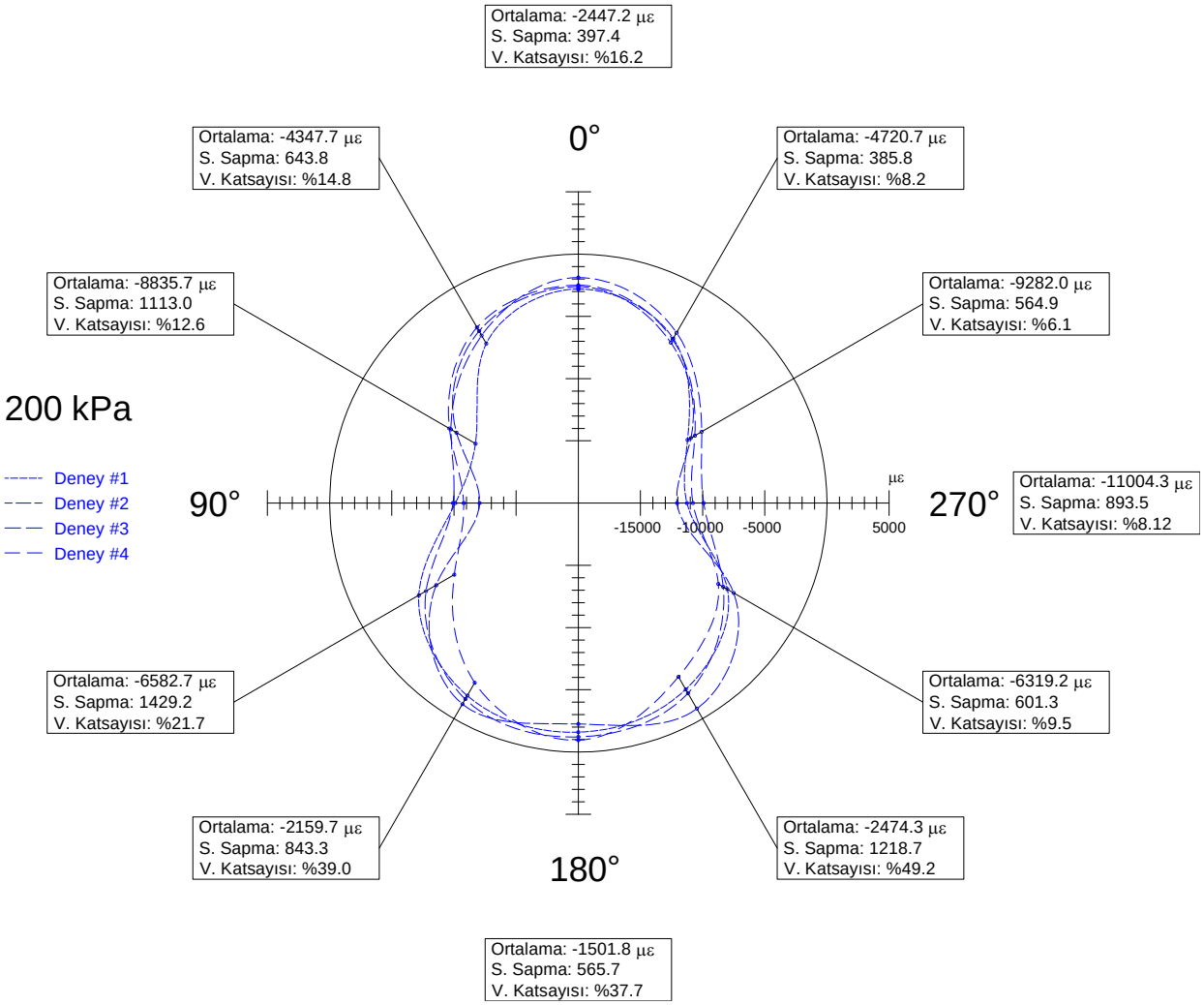
Merkez kesitte (C-C), bazı ayrıklıklar dışında, çembersel biçim değiştirmelerin tümü sıkışmadır. Taçta (0° konumu) ve tabanda (180° konumu) ilk gerilme adımı altında küçük bir çekme görülmüştür (Deney #2 hariç), ancak sonraki gerilme adımlarında taç ve taban ile birlikte tüm konumlarda eğilim sıkışma yönündedir. Taçta ve tabanda çembersel biçim değiştirmelerin uygulanan yüzey gerilmesi ile değişimi Şekil 6'da verilmiştir. Taçtaki sıkışmanın tabandakinden daha büyük olduğu görülmektedir.




Şekil 6. Taçta (0° konumu) ve tabanda (180° konumu) çembersel biçim değiştirmelerin uygulanan yüzey gerilmesi ile değişimi

Düşey eksene göre simetrik olan 30°-330°, 60°-300°, 90°-270°, 120°-240° ve 150°-210° konumlarında (Şekil 4) çembersel biçim değiştirmelerin yüzey gerilmesi ile değişimleri de ölçülmüştür. Alınan bu ölçümlere göre, çembersel biçim değiştirme dağılımının boru düşey eksenine göre simetrik olması, borunun bu kesitte düşey eksene göre simetrik zemin tepkisine maruz kaldığını göstermektedir. Bu da, borunun iki tarafında yer alan zeminin üniform yerleştirilebildiği anlamına gelmektedir. Bu çıkarım GeoGauge ölçümleri ile desteklenmektedir. Yatay simetri çizgisi düzeyinde (z=77 cm) borunun doğu ve batı tarafında alınan ölçümler Deney #2, Deney #3 ve Deney #4 için sırası ile 3.46 – 3.41 MN/m, 3.65 – 3.60 MN/m ve 3.41 – 3.43 MN/m'dir. Taç düzeyinde (z=94 cm) borunun doğu ve batı tarafında alınan ölçümler Deney #2, Deney #3 ve Deney #4 için sırası ile 3.63 – 3.56 MN/m, 3.72 – 3.79 MN/m ve 3.57 – 3.65 MN/m'dir.

Kesit çevresinde 200 kN/m² yüzey gerilmesi altında çembersel biçim değiştirme dağılımı Şekil 6'da verilmiştir. Dört deneyden elde edilen biçim değiştirme dağılımlarının tutarlı olması bu deneyin tekrarlanabilir olduğunu göstermektedir. Şekil 7'de görüldüğü üzere, en küçük sıkışma 0° ve 180° konumlarında ve en büyük sıkışma ise 90° ve 270° konumlarında meydana gelmiştir. Bu durum, merkez kesit için çift eksenli gerilme koşulunun geçerli olduğunu göstermektedir.

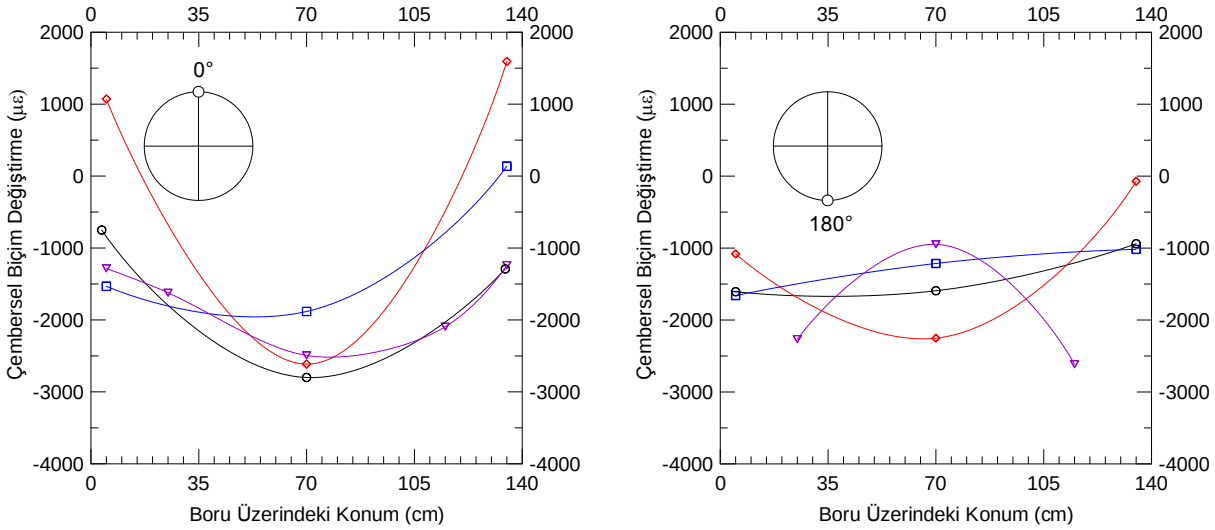



Şekil 7. Kesit çevresinde 200 kN/m² yüzey gerilmesi altında çembersel biçim değiştirme dağılımı

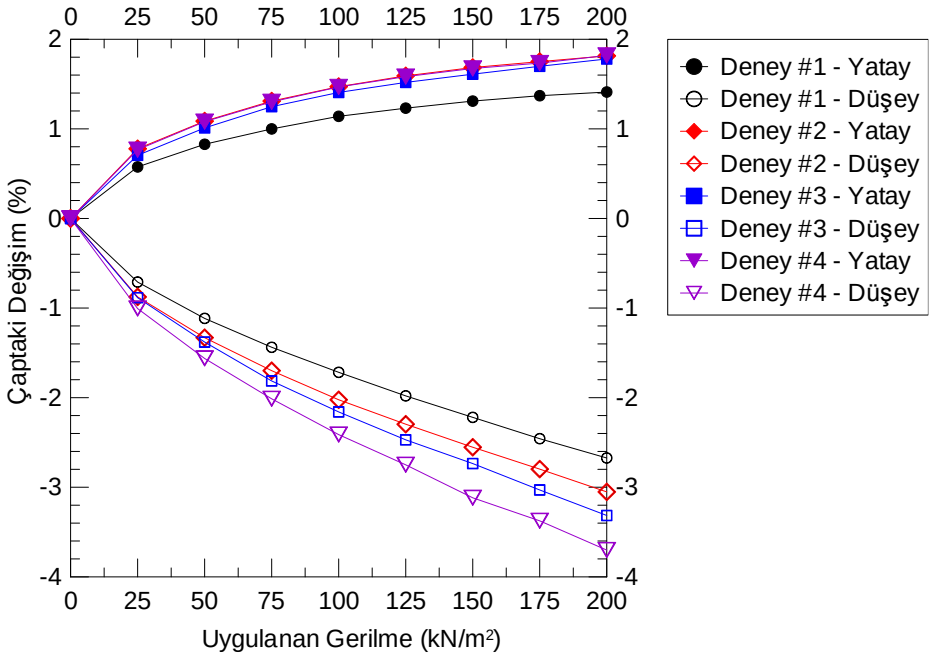
200 kN/m² yüzey gerilmesi altında taçta ve tabanda çembersel biçim değiştirmelerin boru boyunca değişimi Şekil 8'de verilmiştir. Yatay simetri çizgisinde de (90° ve 270° konumları) boylamsal biçim değiştirmelerin boru boyunca değişiminin özdeş olmadığı ölçülmüştür. Bu durum, boru uçlarının tankın sınır koşullarından etkilendiğini göstermektedir.

Merkez kesitte boru içine yerleştirilen potansiyometrik deplasman ölçerler ile boru çapındaki değişimler Şekil 9'de verilmiştir.

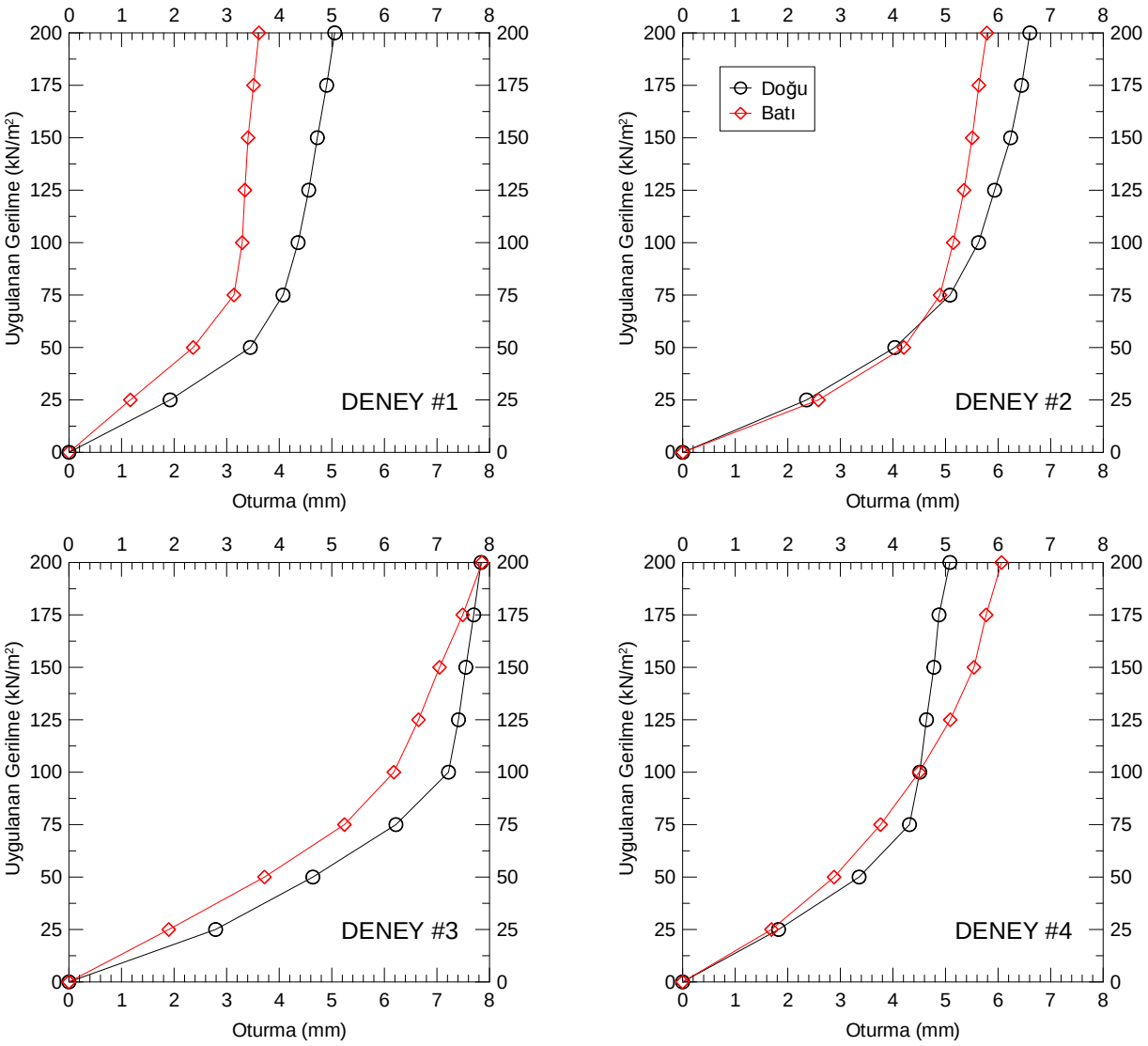
Boru yatay simetri çizgisi düzeyinde (z=77 cm) yer alan oturma plakalarından (OP-Doğu ve OP-Batı) alınan ölçümler Şekil 10'da verilmiştir. Bu iki konumdaki oturmaların dört deneyde de birbirine çok yakın olduğu görülmüştür.




Şekil 8. 200 kN/m² yüzey gerilmesi altında taçta (0° konumu) ve tabanda (180° konumu) çembersel biçim değiştirmelerin boru boyunca değişimi




Şekil 9. Merkez kesitte düşey ve yatay çaptaki değişim




Şekil 10. Boru yatay simetri çizgisi düzeyinde meydana gelen oturmalar

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, gömülü esnek boru davranışının laboratuarda model deneylerle incelenebilmesi kapsamında kurulan deney sisteminde yapılan 4 adet deneye ait ölçüm sonuçları özetlenmiştir. Bu deneylerde, boru ve zeminde yapılan enstrümentasyonlar değerlendirilmiştir. Merkez kesitte alınan ölçümlerin sınırlardan etkilenmediği, çembersel biçim değiştirme dağılımının tutarlı ve deneylerin tekrarlanabilir olduğu görülmüştür. Bu durum, merkez kesit için çift eksenli gerilme koşulunun geçerli olduğunu göstermektedir. Bu da, borunun iki tarafında yer alan zeminin uniform yerleştirilebildiği anlamına gelmektedir. Boru boyunca biçim değiştirmelerin özdeş olmadığı, yani boru uç kısımlarının model deney ortamının sınır koşullarından etkilendiği sonucuna varılmıştır.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırmalar Kurumu tarafından 110M673 nolu proje ve YTÜ Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü tarafından 2014-05-01-DOP01 Proje kapsamında desteklenmektedir.
Çalışmalarımıza verdiği destekten ötürü MİR ARGE ve Dizayn Grup'a teşekkür ederiz.

## KAYNAKLAR

Akınay, E., (2014), "Sıkışabilir Yatak Malzemesi Kullanımının Gömülü Esnek Boru Davranışına Etkilerinin Araştırılması" Doktora Tezi 2. Ara Raporu, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Akınay, E., Kılıç, H. ve Rouzegari, B. (2013), "Gömülü Boru Davranışının Modellenmesi Amacı İle Kurulan Deney Tümleşkesinin Tanıtımı", 5. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.

Mert, B., 2014, "Kum Zeminde Rijitliğin Geogauge ile Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tognon, A. R. M., Rowe, R. K. & Brachman, R. W. I. (1999) "Evaluation of Side Wall Friction for a Buried Pipe Testing Facility". Geotextiles and Geomembranes, 17, No. 4, 193–212.

# DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) ELEMANLARININ DEFORMASYON TEMELLİ TASARIMI

## PERFORMANCE BASED DESIGN OF RAMMED AGGREGATE PIERS (RAPS)

**M. Ayhan SAYRAÇ[1], H. Ferhat KEMALOĞLU[2], Ece KURT BAL[3], Lale ÖNER[4], Kemal Önder ÇETİN[5]**

## ÖZET

Bu çalışmada, darbeli kırmataş kolon (DKK) elemanlarının düşey yükler altında deformasyon ve kapasite performansının saha yükleme deneyleri ile değerlendirilmesi konu edilmiş olup, söz konusu deneyler onüç farklı bölgede imal edilen 63 kolon üzerinde gerçekleştirilmiştir. Saha zemin profilleri farklılık göstermekle birlikte, genel olarak yaklaşık 18m derinliklere kadar normal konsolide birimlerin yer aldığı, bu tabakanın altında, çoğunlukla orta sıkı-sıkı kum / sağlam grovak / orta katı-sert kil birimlerin devam ettiği görülmüştür. Kohezif zeminlerin mukavemetinin belirlenmesinde ağırlıklı ortalama yöntemiyle belirlenen temsili SPT $N_{60}$ değerleri kullanılmıştır. Arazi yükleme deney sonuçları nihai taşıma kapasitesi ile normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı ile normalize edilen oturma grafikleri şeklinde sunulmuştur. Çalışma sonuçları esas alındığında: i) çok yumuşak killerde maksimum çeper sürtünme direncinin DKK çapının %40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert killerde ise bu deplasman değerinin %10 mertebelerinde olduğu görülmüştür, ii) çapla normalize edilmiş deplasman değerinin %2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin %30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır, iii) normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir, iv) basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği, dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.

**Anahtar sözcükler:** Darbeli kırmataş kolon, kolon yükleme testi, taşıma kapasitesi, oturma

[1] Dr. İnş. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şti., asayrac@sentezinsaat.com.tr
[2] İnş. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şti., kemaloğlu@sentezinsaat.com.tr
[3] İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şti., ekurt@sentezinsaat.com.tr
[4] İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şti., loner@sentezinsaat.com.tr
[5] Prof. Dr., ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, ocetin@metu.edu.tr

## ABSTRACT

Within the confines of this paper, a normalized deformation based capacity mobilization assessment scheme is presented for rammed aggregate piers (RAP). For this purpose, field load tests, performed on 63 RAPs in Turkey were assessed. Site investigations at these sites revealed that generalized soil profiles are mostly composed of normally consolidated clay layers extending to a depth of 18m. Below this depth, usually medium dense to dense sand / hard greywacke / very stiff to hard clay are present. A weighted arithmetic mean SPT $N_{60}$ assessment procedure was used to estimate representative soil strength and stiffness parameters in cohesive soils. The results of RAP load tests were summarized in the form of normalized mobilized capacity versus settlement curves as functions of representative SPT $N_{60}$ values. The normalized field load test database revealed that: i) the shaft resistance is observed to be fully mobilized at normalized displacements of 40 percent of RAP diameter for very soft clays to 10 percent for relatively stiffer clays, ii) upto normalized displacements of 2-5% of RAP diameter, 30-50% of the shaft resistance capacity is mobilized in a rather linear elastic manner, iii) normalized capacity mobilization response of RAPs is softer than the ones of bored concrete piles, iv) under compressive loads RAPs exhibit a strain hardening response, as a result of which the design-basis capacity is dominated by allowable settlement criterion.

**Keywords:** Rammed aggregate pier, load tests, bearing capacity, settlement

## 1. GİRİŞ

Taşıma gücü yetersizliği, aşırı oturma, sıvılaşma ve duraysızlık gibi mühendislik problemlerine gebe sahalarda inşaası planlanan yapı temelleri altında sıklıkla zemin iyileştirme uygulamalarına ihtiyaç duyulabilmektedir. Bu kapsamda, derin temeller ya da sıkışabilir zeminin kazılarak yerine daha iyi nitelikli malzeme doldurulması gibi mevcut çözüm yöntemlerine alternatif olarak darbeli kırmataş kolonlardan oluşan rijit elemanlar da kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında, çapı 50 cm olan muhafazalı alttan beslemeli kuru sistemle (Geopier-Impact yöntemi ile) imal edilmiş darbeli kırmataş kolon elemanlarının düşey yükler altındaki davranışı konu edilmiş olup, bu kolonlar üzerinde uygulanan tam ölçekli yükleme deneylerinin sonuçları normalize edilen yük-oturma davranışı şeklinde sunulmuştur. Bu amaca yönelik olarak Geopier-Impact yöntemi ile Türkiye'nin onüç farklı yöresinde imal edilmiş 63 adet darbeli kırmataş kolon (DKK) üzerinde yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bildiri kapsamında kısa bir literatür özeti sonrası, yükleme deneyi sonuçları ve önerilen normalize kapasite mobilizasyon eğrileri sunulacaktır.

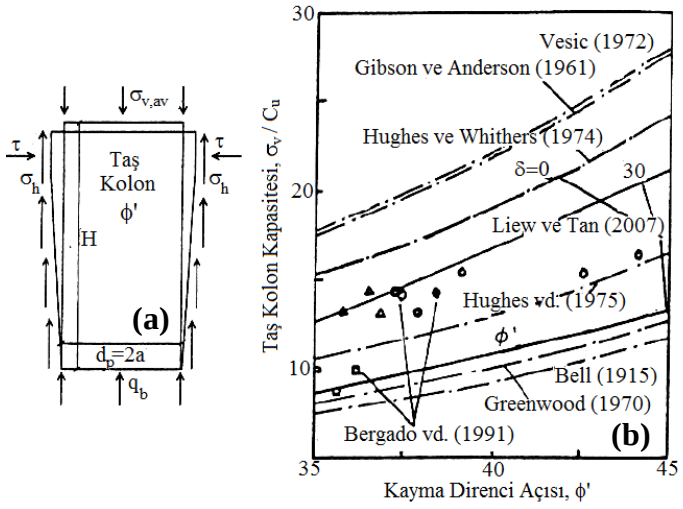
## 2. LİTERATÜR ÖZETİ

Barksdale ve Bachus (1983), taş kolonlar için yenilme mekanizmalarını üç şekilde gruplandırmıştır. Bu mekanizmalar yanal genişleme, makaslama ve zımbalama yenilmeleri olarak tanımlanmıştır. Değişik yenilme mekanizmaları esas alınarak, düşey yükler altında taş

kolonun nihai taşıma kapasitesinin belirlenmesine yönelik teorik çözümler geliştirilmiştir. Bunlardan bazılarını, yanal genişleme yenilmesi için; Grrenwood (1970), Vesic (1972), Hughes ve Withers (1974), Datye ve Nagaraju (1975), Madhav ve diğ. (1979), kesme yenilmesi için; Madhav ve Vitkare (1978), Wong (1975), Barksdale ve Bachus (1983), zımbalama yenilmesi için ise; Aboshi ve diğ. (1979) şeklinde sıralayabiliriz.

Taş kolon nihai taşıma kapasitesinin; kolon geometrisine, imalat yöntemine, kolonun ve zeminin mukavemet özelliklerine bağlı olduğu bilinmektedir. Uygulanan yükün büyük bir bölümü kolon ucuna iletilmeden kolon çeperinde mobilize olduğundan, genel olarak "uzun taş kolon" taşıma kapasitesi analizlerinde, kolon boyunu ihmal ederek hesaplamaların yapılmasını öneren yöntemler mevcuttur. Örnek olarak, uzun kolonlar için deneysel olarak taş kolon nihai taşıma kapasitesi, Hughes ve Withers (1974) ve Pitt ve diğ. (2003) tarafından araştırılmıştır. Hughes ve Withers (1974), normal konsolide killerde bir seri model deneyleri ile yanal genişleme yenilmesi üzerine de araştırma yapmışlar ve yanal genişlemenin 4D derinliklere kadar zeminin maksimum radyal direnci ile ilişkili olduğu sonucuna varmışlardır. Ayrıca, son zamanlarda tekil kolonlar ve grup kolonlar için nihai taşıma kapasitesinin tahmininde saha çalışmalarının ve sonlu elemanlar yönteminin kullanılarak analitik çözümlerin sunulduğu yaklaşımlar (Etezad, 2006) da mevcuttur. Ali ve diğ. (2010), kolon çapının taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini, boy/çap (l/d) oranı 6 olacak şekilde 40mm, 50mm ve 70mm çaplı kolonlar üzerinde laboratuvar deneyleri ile araştırmışlardır. Sonuçlar, küçük çaplı kolonlar için taşıma kapasitesinin aynı deformasyon altında %60 daha fazla olduğunu göstermiştir. Diğer ifadesi ile küçük çaplı kolonlarda kapasite deformasyonla daha hızlı mobilize olmaktadır.

Bae ve diğ. (2002), taş kolon yenilme mekanizması üzerindeki parametre etkisini laboratuvarda model testler ile araştırıp, sonuçları sonlu elemanlar yöntemi ile karşılaştırmışlardır. Tekil taş kolonlarda yanal genişleme yenilmesinin 1,6D – 2,8D derinliklerde oluştuğu ve kolon taşıma kapasitesinde zeminin drenajsız kayma mukavemetinin ve alan oranının etkili olduğu görülmüştür. Madhav ve Miura (1994), birçok araştırmacının yöntemini bir araya getirerek bir çalışma yapmışlardır. Bu yöntemler incelendiğinde, nihai taşıma kapasitesi için geniş bir aralık (Şekil 1b) ortaya çıktığından, tasarımın yükleme testleri ve enstrümantasyonlar ile doğrulanması önerilmektedir.




Şekil 1. a) Taş kolon üzerindeki gerilme b) farklı yöntemlerin karşılaştırılması (Madhav ve Miura, 1994)

Thompson ve Suleiman (2010), yük-deformasyon ilişkisinin nümerik analizler ile tahmininde DKK imalat şeklinin nasıl modellenmesi gerektiğini araştırmışlardır. Boşluk genişleme teorisini modelleyebilmek için, hacimsel birim deformasyon yöntemini kullanmışlar ve ölçülen ile hesaplanan deformasyonların uyumlu olduğunu görmüşlerdir.

Das ve Pal (2012), kumlu silt ve kil zeminlerdeki taş kolon kapasitesini laboratuvarda kurulan tank sistemi ile araştırmışlardır. 25mm deformasyona ulaşana dek çeşitli çaplardaki taş kolonlar üzerine yükleme yapılmıştır. Taş kolon çapının artması ile bu deformasyon değerinde mobilize olan kolon kapasitesinde %85 mertebelerinde azalma olduğu görülmüştür.

Ambily ve Gandhi (2004), yük-deformasyon davranışını, taş kolonun nihai eksenel kapasitesini ve iyileştirilmiş zeminin rijitliğini; deneysel yöntemler ve sonlu elemanlar yöntemi ile araştırmışlardır. Tekil kolonda yanal genişleme yenilmesinin 0,5D - 1,0D derinlikte oluştuğu, yük-deformasyon davranışının neredeyse doğrusal olduğu ve iyileştirilmiş zemin rijitliğine ulaştığı görülmüştür.

Zahmatkesh ve Choobbasti (2010), taş kolonlar ile desteklenmiş şerit temelin taşıma kapasitesinin değerlendirilmesi için bir seri sayısal analiz yapmışlardır. Yapılan analizler sonucunda, geliştirdikleri taşıma kapasitesi oranının; kolon aralığına ve temel genişliğine bağlı olduğunu bulmuşlar ve tüm sonuçları literatür ile karşılaştırmışlardır. Temel boyutunun artmasıyla, taşıma kapasitesi oranının, Etezad (2006)'nın kullandığı eşdeğer zemin/kolon sistemi yöntemine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Afshar ve Ghazavi (2013), nihai taşıma kapasitesinin tahmini için basit bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntem, yanal toprak basıncı teoremi ile kolonun ve zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin kullanımına dayanmakla birlikte, çap ve kolon aralığı gibi geometrik parametrelere de ihtiyaç duymaktadır. İlgili sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ve

literatür ile doğrulanmış olup, taş kolon sürtünme açısının artmasıyla nihai taşıma kapasitesinin artış gösterdiği sonucuna varılmıştır.

## 3. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İMALATI

Literatürde de detaylı olarak tartışıldığı üzere taş kolon elemanlarının gerek kapasite gerekse de deformasyon davranışına etken ana parametrelerden biri imalat yöntemidir. Bu çalışma kapsamında 63 farklı noktada Geopier-Impact sistemi ile darbeli kırmataş kolon (DKK) imalatı gerçekleştirilmiş olup, impact elemanları için imalat adımları aşağıda özetlenmiştir:

(1) Alt ucu kapalı olan 36 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir (Şekil 2a).
(2) Mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur (Şekil 2b).
(3) 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir (Şekil 2c). 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36 cm olan çap, 50 cm çapa genişler.

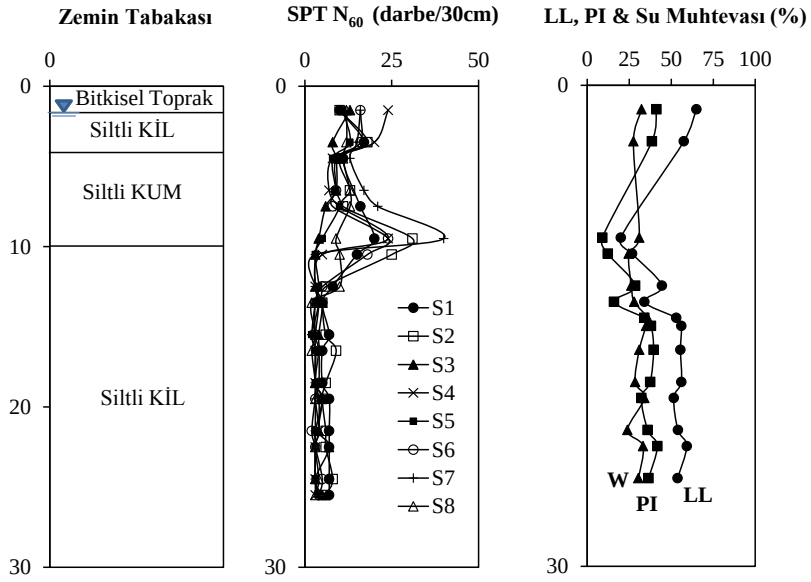
Bu bildiri kapsamında sunulan yükleme deney sonuçları ve dolayısı ile bu sonuçları esas alarak geliştirilmiş normalize edilmiş kapasite ve deplasman davranışı Geopier-Impact yöntemi ile teşkil edilmiş DKK eleman davranışı için geçerli olup, farklı imalat yöntemleri ile teşkil edilmiş rijit kolonların sunulandan farklı davranış göstermesi olasıdır.

Şekil 2. Impact sistemi ile kolon imalatı

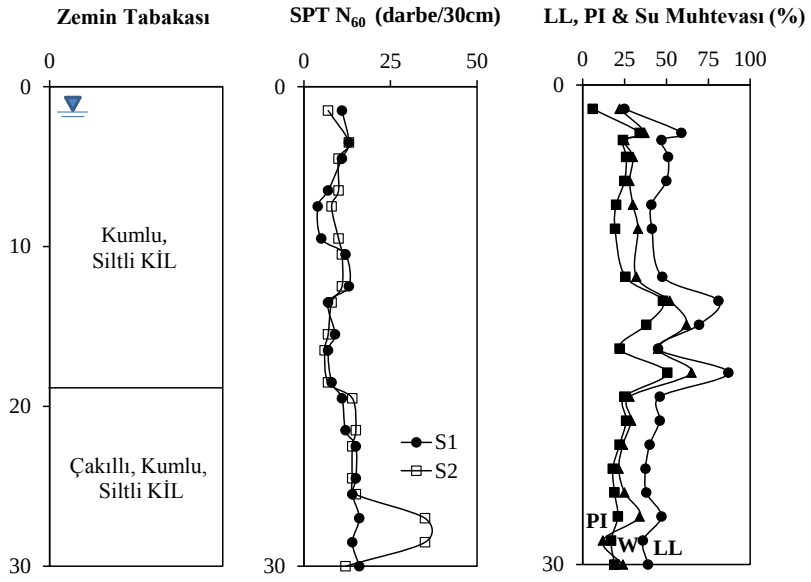
## 4. ZEMİN ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI

Zemin araştırma çalışmaları kapsamında, 23 - 40 m derinliklere ulaşan sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Çeşitli derinliklerde standart penetrasyon testleri yapılmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Temsili zemin profilinin gösteriminde örnek teşkil

etmesi açısından Yalova ve Afyon sahalarına ait zemin profilleri sırasıyla Şekil 3 ve Şekil 4'de sunulmuştur. Zemin araştırma çalışmaları, temsili zemin profilinin yaklaşık 4 - 18m derinliklere kadar normal konsolide, düşük-yüksek plastisiteli, yumuşak - orta katı kıvamlı CL-CH birimlerinden oluştuğuna işaret etmektedir. Yer yer siltli kil - killi silt ara tabakalarına ek olarak kum ara tabakaları da kesilmiştir. DKK elemanlarının geçtiği birimlerin altında ise taşıma ve oturma davranışları açısından sıkıntısız orta sıkı - sıkı çakıllı, killi, siltli kum / sağlam grovak / orta katı – katı - çok katı - sert kil birimlerin devam ettiği görülmüştür. Yeraltı su seviyesinin tüm sahalarda 0,0 - 5m derinlikler arasında olduğu görülmüştür.




Şekil 3. Temsili zemin profili – Yalova




Şekil 4. Temsili zemin profili – Afyon

# 5. DKK YÜKLEME DENEY YÖNTEMİ

Yükleme deneyi, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen deney aşamalarında benzer şekilde yapılmaktadır. Deney yükü doğrudan kolon üzerine uygulanabildiği gibi, zemin ve kolondan teşkil edilen birim hücre üzerine de uygulanabilir. Arazi yükleme deneyleri sırasında yükleme kademelerine % 5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün % 150'sine kadar devam ettirilmiştir (Çizelge 1). Daha sonra boşaltma kademeleri ile devam edilerek, ilgili deneyler bitirilmiştir. Şekil 5'de yükleme deney düzeneği gösterilmiştir.

Çizelge 1. Yükleme deney aşamaları

| **No** | **Zaman (dk.) (min. / max.)** | **Yük (%)** | **No** | **Zaman (dk.) (min. / max.)** | **Yük (%)** |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 15 / 60 | 5 | 8 | 15 / 60 | 133 |
| 1 | 15 / 60 | 16 | 9 | 15 / 60 | 150 |
| 2 | 15 / 60 | 33 | 10 | N/A | 100 |
| 3 | 15 / 60 | 50 | 11 | N/A | 66 |
| 4 | 15 / 60 | 66 | 12 | N/A | 33 |
| 5 | 15 / 60 | 83 | 13 | N/A | 0 |
| 6 | 15 / 60 | 100 | 14 | N/A | 100 |
| 7 | 60 / 240 | 116 * | 15 | N/A | 0 |
| * Kolon üzerindeki maksimum yükün %115'inde, oturma hızı 0,254mm/saat olduğu takdirde yükleme okumaları önerilen maksimum sürede (60dk) sonlandırılıp, bir sonraki kademeye geçilir, aksi halde önerilen maksimum süreye (4 saat) kadar devam edilir. | | | | | |

Ek olarak Geopier-Impact elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneylerinde, kolonun uç kesmine "tell-tale" olarak adlandırılan çubuk elemanlar yerleştirilerek uç bölgesindeki deformasyon davranışı da izlenmeye çalışılmıştır (Brian et al., 2006). Çubuk elemanı, yatay çelik plaka üzerine yerleştirilen ve pvc boru ile muhafaza edilmiş iki adet demir çubuktan oluşmaktadır. Yükleme deneyi sırasında kolon üst kotunda ve tell-tale plakasında oluşan deplasman ve yük değerleri kayıt altına alınmıştır.

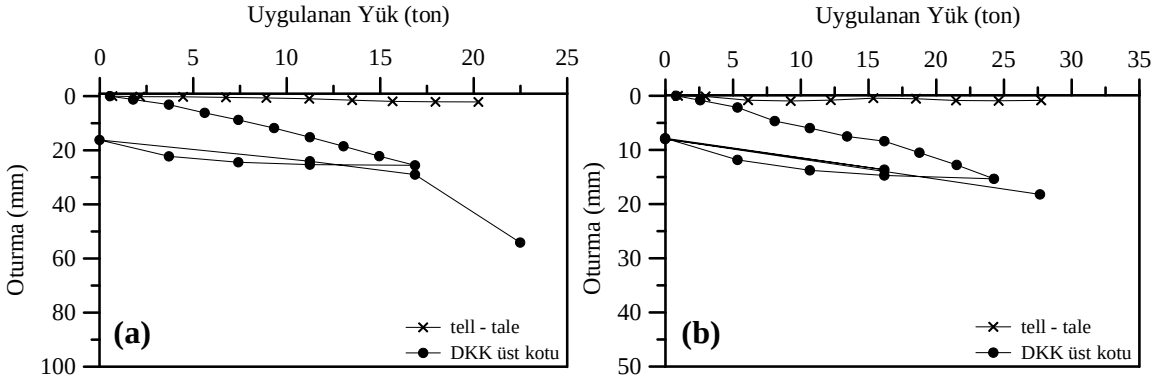
Şekil 5. Yükleme deney düzeneği

# 6. YÜKLEME DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME

Çalışmada, yumuşak - katı kil zeminlerde imal edilmiş 63 tekil kolon üzerinde, kolon taşıma kapasitesinin ve rijitliğinin belirlenmesine yönelik olarak yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bitmiş çapı 50 cm olan ve boyları 8 m ile 17 m arasında değişim gösteren Geopier-Impact darbeli kırmataş kolon elemanları, onüç farklı yörede ve çalışma alanında imal edilmiş olup, bu kolonlar üzerinde yükleme deneyleri uygulanmıştır. Bu çalışma kapsamında, yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri kullanılarak nihai kolon taşıma kapasitesi belirlenmiş, nihai kapasiteye ulaşılamayan yükleme durumları için ise hiperbolik yaklaşım kullanılmıştır. Reese ve O'Neill (1988) yöntemine benzer şekilde; nihai taşıma kapasitesine göre normalize edilen yüke karşılık kolon çapı ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiştir. İlgili grafikler çalışma sahası zeminlerinin mukavemet ve rijitlik özelliklerini temsilen, temsili $N_{60}$ değerine göre sınıflandırılmıştır. Temsili $N_{60}$ değerinin hesaplanmasında enerji verimine göre düzeltilmiş SPT $N_{60}$ değerleri kullanılmış olup, bu değerlendirme kapsamında yüzeyden itibaren 8 m-17 m derinliklere kadar doğrusal olarak azalan bir ağırlık faktörü kullanılarak yüzeye yakın SPT $N_{60}$ değerlerinin ortalama hesaplanmasında daha yüksek ağırlıkla temsil edilmesi sağlanmıştır. Ağırlıklı ortalama kullanılarak elde edilen temsili SPT $N_{60}$ değerleri ($N_{60,rep.}$) Çizelge 2'de özetlenmiştir. Şekil 6'da yükleme testi sonuçlarına örnek teşkil edebilecek Yalova ve Yozgat sahalarında gerçekleştiren iki adet temsili yük-oturma grafiği gösterilmiştir.

Çizelge 2. SPT $N_{60,rep.}$ değerleri, DKK boyları ve çalışma sahaları

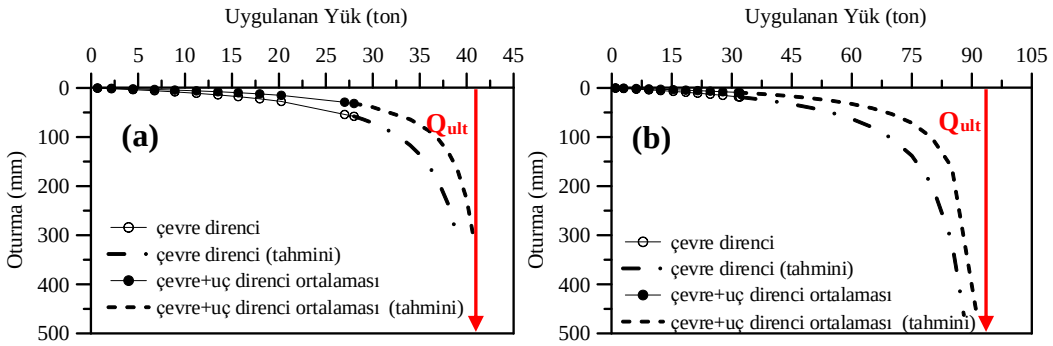
| No | Çalışma Sahası | $N_{60,rep.}$ | DKK Boyu (m) | No | Çalışma Sahası | $N_{60,rep.}$ | DKK Boyu (m) | No | Çalışma Sahası | $N_{60,rep.}$ | DKK Boyu (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Afyon-1 | 3 | 8 | 22 | Bursa | 14 | 16 | 43 | Sivas | 10 | 9 |
| 2 | Afyon-1 | 5 | 8 | 23 | Bursa | 11 | 17 | 44 | Yalova | 7 | 12 |
| 3 | Afyon-1 | 3 | 11 | 24 | Bursa | 11 | 17 | 45 | Yalova | 7 | 14 |
| 4 | Afyon-1 | 4 | 16 | 25 | Bursa | 11 | 17 | 46 | Yalova | 6 | 16 |
| 5 | Afyon-1 | 5 | 16 | 26 | Bursa | 11 | 17 | 47 | Yalova | 11 | 16 |
| 6 | Afyon-2 | 9 | 14 | 27 | Gaziantep-1 | 12 | 7 | 48 | Yalova | 11 | 16 |
| 7 | Afyon-2 | 9 | 17 | 28 | Gaziantep-1 | 12 | 8 | 49 | Yalova | 7 | 16 |
| 8 | Afyon-2 | 9 | 14 | 29 | Gaziantep-2 | 13 | 9 | 50 | Yalova | 10 | 16 |
| 9 | Afyon-2 | 9 | 17 | 30 | Gaziantep-2 | 13 | 9 | 51 | Yalova | 12 | 16 |
| 10 | Aydın | 8 | 18 | 31 | İstanbul-1 | 13 | 10 | 52 | Yozgat-1 | 9 | 12 |
| 11 | Aydın | 8 | 18 | 32 | İstanbul-2 | 3 | 14 | 53 | Yozgat-1 | 8 | 10 |
| 12 | Aydın | 7 | 13 | 33 | İstanbul-2 | 2 | 8 | 54 | Yozgat-1 | 10 | 8 |
| 13 | Aydın | 7 | 13 | 34 | Kayseri | 22 | 17 | 55 | Yozgat-1 | 10 | 8 |
| 14 | Bursa | 11 | 16 | 35 | Kayseri | 22 | 17 | 56 | Yozgat-1 | 11 | 17 |
| 15 | Bursa | 11 | 16 | 36 | Sivas | 10 | 9 | 57 | Yozgat-1 | 12 | 15 |
| 16 | Bursa | 14 | 16 | 37 | Sivas | 10 | 10 | 58 | Yozgat-2 | 6 | 15 |
| 17 | Bursa | 14 | 16 | 38 | Sivas | 6 | 12 | 59 | Yozgat-2 | 8 | 12 |
| 18 | Bursa | 11 | 16 | 39 | Sivas | 15 | 10 | 60 | Yozgat-2 | 4 | 10 |
| 19 | Bursa | 11 | 16 | 40 | Sivas | 5 | 10 | 61 | Yozgat-2 | 10 | 9 |
| 20 | Bursa | 11 | 16 | 41 | Sivas | 5 | 10 | 62 | Yozgat-2 | 10 | 9 |
| 21 | Bursa | 14 | 16 | 42 | Sivas | 15 | 7 | 63 | Yozgat-2 | 10 | 9 |




Şekil 6. Temsili yükleme deney sonuçları a) Yalova b) Yozgat

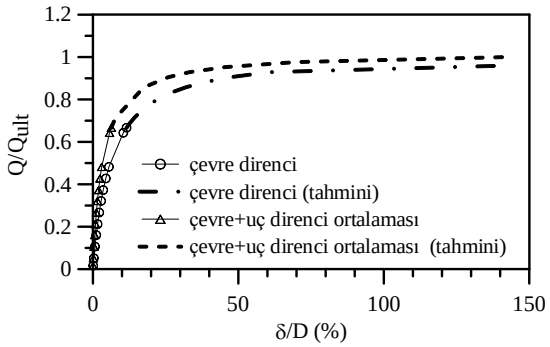
### 6.1. Çeper Direncinin Mobilizasyonu

Reese ve O'Neill (1988), servis yükleri altında çoğunluğu forajla imal edilmiş yerinde dökme beton kazığın oturmasını hesaplamak için kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde çeper ve uç dirençleri için normalize edilen yüke karşılık normalize edilen oturma grafiklerini, tam ölçekli yükleme deneylerini kullanarak geliştirmişlerdir. Bu grafikler, oturmayı, mobilize olmuş direncin tüm dirence oranı şeklinde ifade etmektedir. Bu değerlendirmeden esinlenerek, kohezyonlu zeminler içinde teşkil edilmiş DKK elemanların normalize çeper kapasitesini nasıl mobilize ettiğini belirleme amacına yönelik olarak 63 adet yükleme deney verileri değerlendirilmiştir. Yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri kullanılarak nihai kolon taşıma kapasitesi ($Q_{ult}$) belirlenmiştir. Yükleme sırasında birçok durumda nihai kapasiteye ulaşmak mümkün olmadığından hiperbolik fonksiyon benzeştirme yöntemi ile $Q_{ult}$ değerleri elde edilmiştir. DKK elemanının çeper bölgesinin maruz kaldığı temsili deformasyonu bulmak üzere kolon üst kotu ile kolon alt kotunda ölçülen deplasmanların ortalama değerleri hesaplanmıştır. İlgili yükleme testleri, SPT $N_{60}$ değerlerinin 2 ila 22 arasındaki değerleri için gruplandırılmış olup, temsili olarak seçilen ve SPT $N_{60}$ = 6 için belirlenen nihai taşıma kapasitesi ($Q_{ult}$) grafikleri Şekil 7'de gösterilmiştir. Aynı şekil üzerinde hiperbola eğrisi kullanılarak maksimum kapasitenin nasıl belirlendiği de gösterilmiştir. Şekiller üzerinde ölçümle belirlenmiş veriler kesiksiz çizgilerle, hiperbola ile türetilmiş veriler ise kesikli çizgiler ile gösterilmiştir.

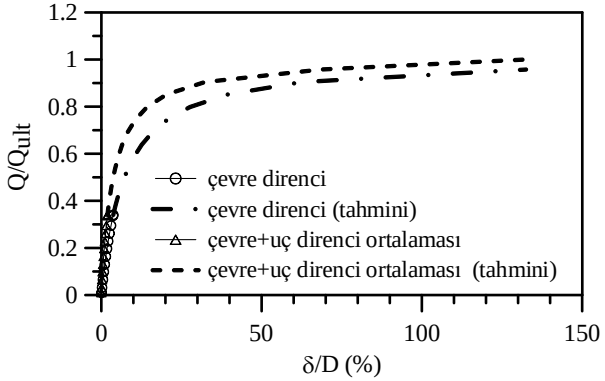



Şekil 7. Yük - oturma grafiği kullanılarak $Q_{ult}$ tahmini a) Yalova b) Yozgat

Yükleme deney verileri kullanılarak her bir test için tahmin edilen $Q_{ult}$ değerleri kullanılarak normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı (D=50cm) ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiştir. Yalova ve Yozgat sahalarında gerçekleştirilen ve SPT $N_{60}$ = 6 değeri için elde edilen temsili grafikler sırası ile Şekil 8 ve Şekil 9'da gösterilmiştir.

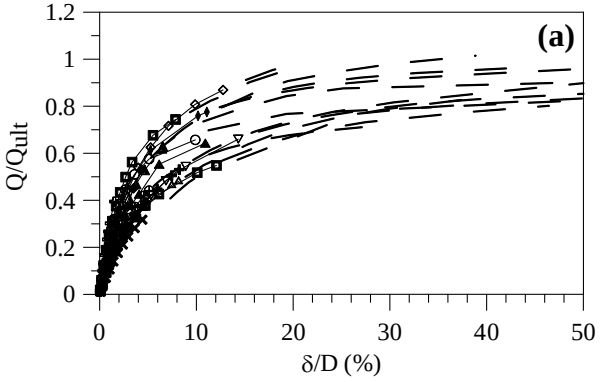


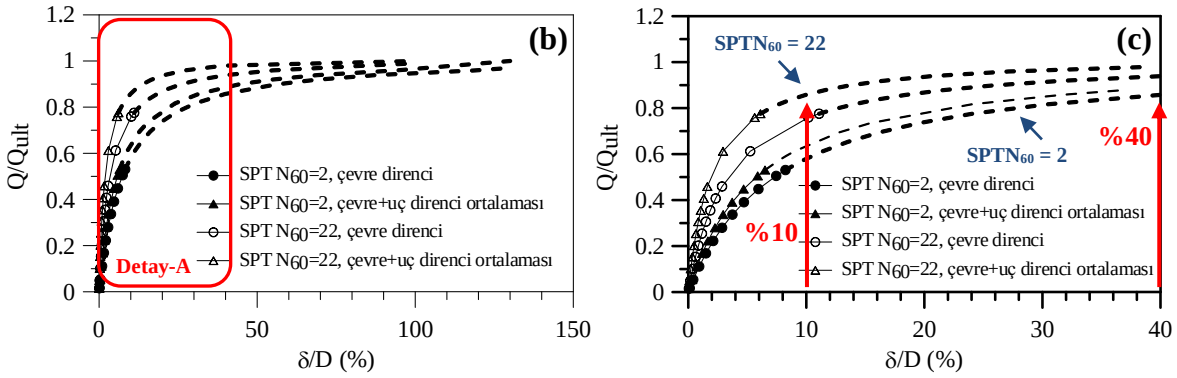

Şekil 8. Normalize edilen yük - oturma grafiği (Yalova, SPT $N_{60}$ =6)




Şekil 9. Normalize edilen yük - oturma grafiği (Yozgat, SPT $N_{60}$ =6)

Şekil 10a'da, 63 tekil yükleme deney verileri normalize düzlemde gösterilmiş olup, davranışının yayılımının belirlenmesi için temsili SPT $N_{60}$ verilerinin minimum (2) ve maksimum (22) değerlerine ulaştığı sahalardan elde edilen veriler Şekil 10b, ve daha detaylı bir ölçekte Şekil 10c'de gösterilmiştir.

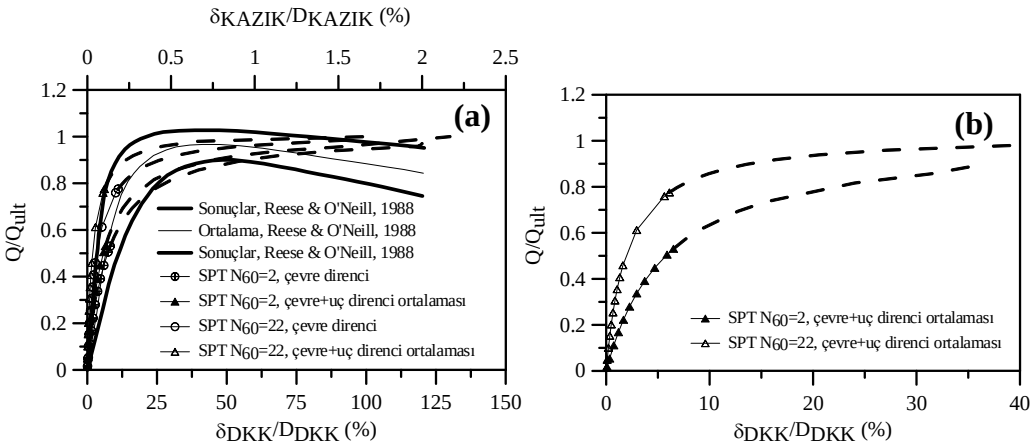





Şekil 10. Normalize edilen yük - oturma grafiği

Kıyaslama imkânı vermek üzere, Şekil 11a'da, Reese ve O'Neill (1988) tarafından kohezyonlu zeminlerde forajla teşkil edilmiş betonarme kazıklar için geliştirilmiş çeper direnci için normalize edilen yüke karşılık normalize edilen oturma grafikleri, DKK elemanları için elde edilmiş davranış ile birlikte sunulmuştur. SPT $N_{60}$ verilerinin 2 ve 22 olduğu değerleri için kolon üst kotu ile kolon alt kotunda ölçülen deplasmanların ortalama değerleri kullanılarak elde edilen normalize yük-oturma grafiği ise Şekil 11b'de gösterilmiştir.

Çalışma sonuçları esas alındığında: i) çok yumuşak ($N_{60}$= 2-5 darbe/30 cm) killer için çeper sürtünme direncinin DKK çapının % 40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert ($N_{60}$= 20-25 darbe/30 cm) killer için ise bu deplasman değerinin % 10 mertebelerinde olduğu görülmüştür, ii) çapla normalize edilmiş deplasman değerinin % 2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin % 30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır, iii) normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş beton kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir, iv) basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.




Şekil 11. a) DKK elemanları İçin normalize edilen yük - oturma grafiğinin Reese & O'Neill (1988) yöntemi ile karşılaştırılması b) SPT $N_{60}$ = 2 ve 22 için normalize edilen yük - oturma grafiği

# 7. ÖZET VE SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, 63 adet DKK eleman üzerinde uygulanan tam ölçekli arazi yükleme testi sonuçları kapasite ve deformasyon açısından analiz edilmiştir. Geopier-Impact darbeli kırmataş kolon elemanları şu aşamalar izlenerek imal edilmiştir: alt ucu kapalı olan 36 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir (Şekil 2a), mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur (Şekil 2b), 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir (Şekil 2c). 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36 cm olan çap, 50 cm çapa genişler. Yükleme deneyleri, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen deney aşamalarına benzer şekilde yapılmaktadır.

Arazi yükleme testleri sırasında yükleme kademelerine %5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün % 150'sine kadar devam ettirilmiştir. Ayrıca, Geopier-Impact elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme testlerinde, kolonun alt kotuna yerleştirilen tell-tale elemanları kullanılmıştır (Brian et al., 2006). DKK yükleme testi sonuçları kullanılarak, nihai taşıma kapasitesine ($Q_{ult}$) göre normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı (D = 50 cm) ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiş ve ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:
i) Çok yumuşak ($N_{60}$= 2-5 darbe/30 cm) killer için çeper sürtünme direncinin DKK çapının % 40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert ($N_{60}$= 20-25 darbe/30 cm) killer için ise bu deplasman değerinin % 10 mertebelerinde olduğu görülmüştür.
ii) Çapla normalize edilmiş deplasman değerinin % 2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin % 30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır.
iii) Normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş beton kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir.
iv) Basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.

# KAYNAKLAR

ASTM D1143 – 81 (Reapproved 1994), Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, Annual Book of ASTM Standarts.

Brian, C.M., FitzPatrick, B.T. and Wissman., K.J. (2006), Specifications for Impact® Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement, Geopier® Foundation Company, Inc., Mooresville, NC.

Afshar, J.N., Ghazavi, M. (2013), A Simple Analytical Method for Calculation of Bearing Capacity of Stone-Column, International Journal of Civil Engineering.

Zahmatkesh, A., Choobbasti, A.J. (2010), Investigation of Bearing Capacity and Settlement of Strip Footing on Clay Reinforced with Stone Columns, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 4(8): 3658-3668.

Ambily, A.P., Gandhi, S.R. (2004), Experimental and Theoretical Evaluation of Stone Column in Soft Clay, ICGGE.

Thompson, M.J., Suleiman, M.T. (2010), Numerical Modeling of Rammed Aggregate Pier Construction, ASCE.

Das, P., Pal, S.K. (2013), A Study of the Behavior of Stone Column in Local Soft and Loose Layered Soil, EJGE, Vol.18.

Bae, W.S., Shin, B.W. and An, B.C. (2002), Behaviors of Foundation System Improved with Stone Columns, Kitakyushu, Japan.

Ali, K., Shahu, J.T. and Sharma, K.G. (2010), Behaviour of Reinforced Stone Columns in Soft Soils: An Experimental Study, Indian Geotechnical Conference.

Madhav, M.R. and Miura, N. (1994), Stone Columns, Proc. 13th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g., New Delhi. India. 4, pp. 163-164.

Etezad, M., Hanna, A.M. and Ayadat, T. (2006), Bearing Capacity of Groups of Stone Columns, Graz, pp. 781-786.

Barksdale, R.D., and Bachus, R.C. (1983), Design and Construction of Stone Column. Report No.FHWA/RD-83/026, Springfield, Virginia.

Greenwood, D.A. (1970), Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface. Proceedings of Ground Improvement Conference, Institute of Civil Engineering.

Vesic, A.S. (1972), Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98 (No SM3): 265-290.

Huges, J.M.O., and Withers, N.J. (1974), Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns. Ground Engineering, 7(3): 42-49.

Datye, K.R., and Nagaraju, S.S. (1975), Installation and Testing of Rammed Stone Columns. Proceedings of IGS Specialty Session, Bangalor, India: 101-104.

Madhav, M.R., Iyengar, N.G.R., Vitkar, R.P., Nandia, A. (1979), Increased Bearing Capacity and Reduced Settlements due to Inclusions in Soil.

Madhav, M.R., and Vitkar, R.P. (1978), Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Pile. Canadian Geotechnical Journal; 15(4): 605–609.

Wong, H.Y. (1975), Vibroflotation – Its Effect on Weak Cohesive Soils. Civil Engineering (London); 82:44-76.

Aboshi, H., Ichimoto, E., Harada, K., Emoki, M. (1979), The Composer- A Method to Improve the Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns. Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement, E.N.P.C, 1, Paris: 211–216.

Pitt John, M., White, David J, et al. (2003), Highway Application For Rammed Aggregate Piles in Iowa Soils. Iowa Department of Transportation, Final Repot.

Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Pub. No. FHWA-HI-88-042, U.S., Washington, D.C., 564–564.

# ALTERNATİF MALZEMELER İLE YÜZEYSEL ZEMİN STABİLİZASYONUNA BİR BAKIŞ

## SHALLOW SOIL STABILIZATION BY USE OF ALTERNATIVE MATERIALS

**Aykut ŞENOL[1], Banu İKİZLER[2], Ehsan ETMİNAN[3], Evin NAS[4], Feyzullah GÜLŞEN [5], Gökhan ÇEVİKBİLEN[6], Mustafa HATİPOĞLU[7]**

## ÖZET

Taşıma gücü ve şişme potansiyelleri açısından problemli zeminlerin iyileştirilmesi geoteknik mühendisliğinin önemli konularındandır. Bu çalışmada yüksek plastisiteli kil numuneleri kullanılarak farklı şartlarda ve karışımlarda çeşitli katkı malzemeleri katılarak hazırlanan numunelerin mevcut taşıma kapasiteleri ve şişme potansiyellerindeki değişim incelenmiştir. Uçucu kül (UK), kopolimer (KP), polipropilen (PP), VHP, kireç, çimento, alçı, vb gibi katkı malzemelerinin kullanılması sonucu, taşıma kapasitesi düşük veya şişme potansiyeli yüksek olan zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilebildiği, laboratuvar deney sonuçları ile gösterilmiş ve katkı malzemesi uygulamalarının sahada da kullanılması önerilmiştir.

**Anahtar sözcükler:** Zemin iyileştirmesi, uçucu kül, kopolimer, VHP, polipropilen, kireç, çimento, alçı, serbest basınç mukavemeti, şişme basıncı

## ABSTRACT

In this research, three different types of clayey soils containing a high plasticity clayey soil, clay with swelling problem and finally bentonite used as plain soils. This paper represents the result of a study aimed at using fly ash, copolymer (CP), polypropylene (PP), virgin homopolymerpolypropylene (VHP), lime, cement and gypsum as alternative materials for improvement of engineering properties of mentioned clayey soils. Various combinations of the soil with fly ash, CP, PP and VHP mixtures were prepared in the laboratory and

[1] Doç. Dr., İTÜ, senol@itu.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., KTÜ, banuh@ktu.edu.tr
[3] Araş.Gör. Yeditepe Üniversitesi, etminan2002@yahoo.com
[4] Yrd. Doç. Dr., KTÜ, evinnas@gmail.com
[5] Araş. Gör., İTÜ, fgulsen@itu.edu.tr
[6] Dr. İTÜ, cevikbil@itu.edu.tr
[7] Dr. İTÜ, hatipoglu1@itu.edu.tr

unconfined compression tests and consolidation tests were performed to evaluate the strength and swelling pressure of these mixtures.

**Keywords:** Soil improvement, fly ash, coplymer, VHP, polypropylene, lime, cement, gypsum, unconfined compression strength, swelling pressure

# 1. GİRİŞ

Son yıllarda, geoteknik mühendisliğinde inşaat malzemesi olarak alternatif yeni üretilmiş veya atık malzemelerin kullanımı ile ilgili çeşitli araştırmalar bulunmaktadır. Aynı zamanda bilimsel çevrelerce doğan ihtiyaçları karşılamak için yeni metodolojiler ve gereçler geliştirilmektedir. Bu çalışmada amaç, uygulamada hem genel hem de atık malzemelerin zemin iyileştirilmesinde kullanılabilirliği teknik açıdan değerlendirilmektedir. Kireç, çimento, alçı gibi standart malzemelerin yanı sıra, atık malzeme olarak, termik santral atığı olan uçucu kül, beton üretiminde kullanılan kopolimer, polimer ve VHP malzemelerinin geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabilirliği, uygunluğu ve verimliliği konusunda laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Yumuşak kil zeminlerde taşıma gücünün arttırılması ve şişme özelliği gösteren kil zeminlerin, şişme basıncının düşürülmesi amacı ile laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Sonuç olarak, göz önüne alınan malzemelerin elverişsiz zemin mühendislik özelliklerini nasıl iyileştirdiği incelenmiştir.

# 2. ZEMİN NUMUNELERİNİN VE ALTERNATİF MALZEMELERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Bu bildiride Akpınar, Şiran ve bentonit olmak üzere üç farklı kil numunesi ile çalışılmıştır. Çalışılan kil numunelere ait zemin endeks özellikleri Çizelge 1'de özetlenmektedir. (Etminan, 2012, Şenol vd., 2012, İkizler vd., 2008, Nas vd., 2006).

Çizelge 1. Deneylerde kullanılan zemin numunelerinin endeks özellikleri

| *Zemin Parametreleri* | *Akpınar kili* | *Şiran kili* | *Bentonit* |
|---|---|---|---|
| Likit Limit $w_L$(%) | 78 | 104 | 635 |
| Plastik Limit $w_p$(%) | 28 | 56 | 66 |
| Plastisite İndisi $I_p$ (%) | 50 | 48 | 569 |
| Çakıl (%) | 0 | 0 | 0 |
| Kum (%) | 3 | 0 | 0 |
| Silt (%) | 27 | 0 | 0 |
| Kil (%) | 70 | 100 | 100 |
| $w_{opt}$ (%) | 28 | 22 | 43 |
| $\gamma_{k\ mak}$ (kN/m$^3$) | 16.3 | 11.1 | 11.0 |
| USCS sınıflandırılması | CH | CH | CH |

Bu bildiride, üç kil zemin numunesi üzerinde çalışılmıştır. Katkı malzemesi olarak, geoteknik mühendisliğinde zemin iyileştirmesi için yaygın olarak kullanılan çimento, alçı ve kirecin yanı sıra, ayrıca alternatif malzeme olarak önerilen kopolimer, polipropilen, VHP ve uçucu külün etkileri incelenmiştir. Mukavemet deneylerinde kullanılan uçucu kül Ankara'daki Çayırhan Termik Santrali'den, şişme deneylerinde kullanılan uçucu kül ise

Adana'daki Sugözü Termik Santrali'nden temin edilen edilmiştir. Her iki uçucu külün çeşidi de C sınıfıdır. Buna karşın kopolimer, polipropilen ve VHP ise doğal olmayan sanayi ürünü yapay malzemelerdir. İnşaat mühendisliğinde beton üretiminde kullanım alanı bulan bu malzemelerin geoteknik mühendisliğinde kullanılabilirliği, bildirinin araştırma konularından birisidir. Alternatif malzemelerin fiziksel ve mekanik özellikleri Çizelge 2'de verilmektedir (Etminan, 2012, Şenol vd., 2013).

Çizelge 2. Kopolimer, Polipropilen ve VHP malzemelerinin fiziksel özellikleri

| *Malzeme* | *Kopolimer* | *Polipropilen* | *VHP* |
|---|---|---|---|
| Renk | Gri | Şeffaf | Beyaz |
| Fiber Formu | Tekil | Fibrile edilmiş | Fibrile edilmiş |
| Asit/Alkali Direnci | Mükemmel | Mükemmel | Mükemmel |
| Birirm Hacim Ağurlığı (kN/m³) | 9.1 | 9.1 | 9.1 |
| Su Emme | Yok | Yok | |
| Çekme Gerilmesi (MN/m²) | 570 | 758 | 660 |
| Uygunluk | ASTM C-1116 ve CE | | |
| Uzunluk (mm) | 54 | 54 | 6-13-19 |

Şişme deneyleri için ilk olarak Gümüşhane ili Şiran ilçesinden alınmış yüksek plastisiteli bir kil kullanılmıştır. Katkı olarak literatürde sıkça rastlanan kireç ve portland çimentosunun yanında anhidrat alçı da tercih edilmiştir. Bu bildiride, katkı oranlarının şişme basıncının değişimine olan etkisi ele alınmıştır. (Nas vd., 2006)

Bunun yanı sıra şişme deneylerinde Karakaya Bentonit Firmasından alınan yüksek şişme potansiyeline sahip doğal sodyum içerikli bentonit (B) malzemesi de kullanılmıştır. Uygulamada yaygın olarak kullanılan çimento (C) ve uçucu kül (Sugözü) katkısı ayrıca buna alternatif olarak yapılan kum (K) katkısı ile şişme özelliklerindeki değişim incelenmiştir (İkizler vd., 2008). Uçucu külde CaO içeriği önemli bir faktördür. Kullanılan uçucu külde CaO %2.31 olduğundan, düşük kalsiyumlu uçucu kül olarak sınıflandırılmaktadır. ASTM C 618 (2005)'e göre, uçucu külün kimyasal yapısındaki $SiO_2$+$Al_2O_3$+$Fe_2O_3$ oranı %50'den fazla olduğundan C sınıfı uçucu kül grubuna girmektedir. Diğer bir katkı malzemesi olan çimento CEM I 42,5 R tipi portland çimentosudur. Şişme deneylerinde uçucu kül ve çimento ile birlikte alternatif katkı malzemesi olarak kullanılan kumun özgül yoğunluğu 2.66'dır ve Set Çimento San. ve Tic. A.Ş.'nin Trakya Çimento Fabrikasından temin edilmiştir.

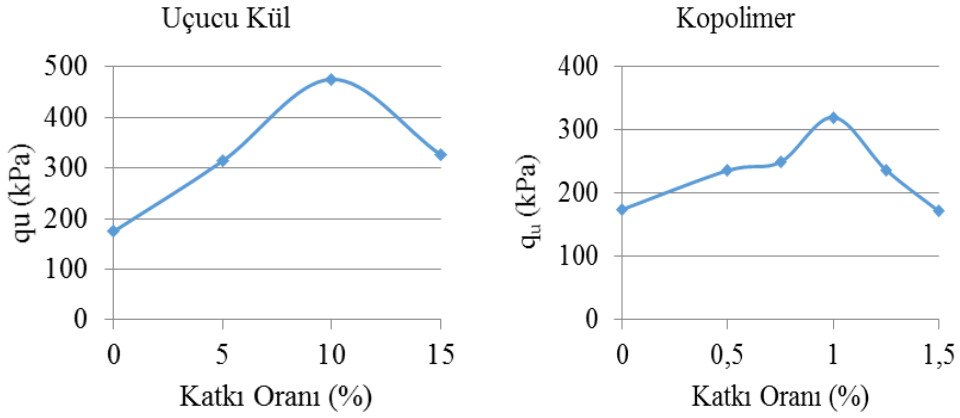
# 3. LABORATUVAR DENEYLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

## 3.1. Serbest Basınç Mukavemeti-Katkı Malzemesi Yüzdesi İlişkisi

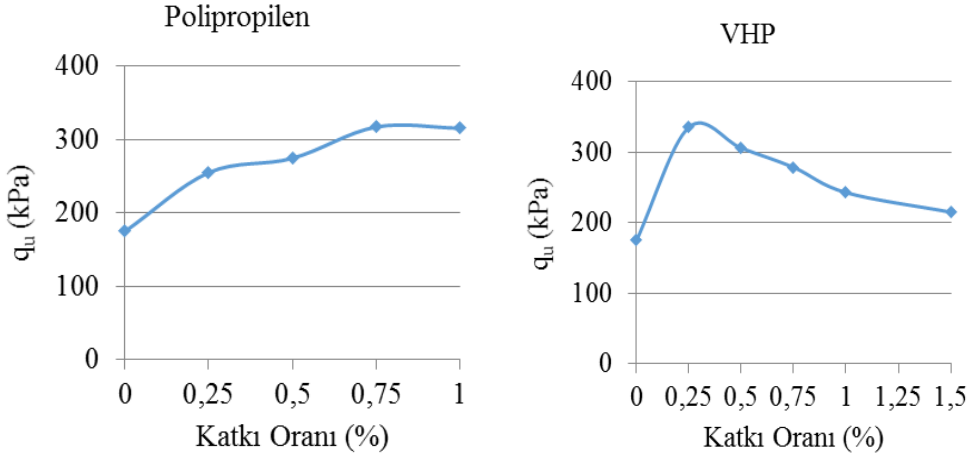
Serbest basınç deneyleri Akpınar bölgesinden alınmış kil numunesi üzerinde yapılmıştır. Akpınar kili ile alternatif malzemeler olarak seçilen uçucu kül, kopolimer, polipropilen ve VHP laboratuvar ortamında karıştırılarak hazırlanmıştır (Şenol vd., 2011).

Ana zemin malzemesi İstanbul ili, Akpınar bölgesinden getirilen yüksek plastisiteli bir kil numunesidir. Yumuşak kil özelliği göstermektedir. Bu kil zemine uçucu kül %5, %10 ve %15 oranlarında ilave edilmiştir. Kopolimer, polipropilen ve VHP malzemeleri %0.25, %0.50, %0.75, %1.00, %1.25 ve %1.50 oranlarında ilave edilerek karışım numuneler hazırlanmıştır. Deney numunelerinin laboratuvarda hazırlanma aşamalarında özetle şu sıra takip edilmiştir. Bahsedilen karışım yüzdelerinde Harvard Minyatür Kompaksiyon deney aletinde standart kompaksiyon enerjisi şartlarında kompaksiyon numuneleri hazırlanmıştır.

Uçucu kül karışım numuneler 7 gün süre ile nem odasında bekletilmiştir. Hazırlanan D/H=1/2 geometrik şartlarındaki numuneler, serbest basınç deneyine tabii tutulmuştur. Analiz edilen tüm değerler değerlendirildikten sonra her karışımın maksimum serbest basınç mukavemeti değerleri Şekil 1'de grafik olarak gösterilmiştir. Tüm karışım numunelerin maksimum serbest basıncı değerleri, hemen hemen kompaksiyon sıkışma çan eğrisinin tepe noktasındaki optimum su muhtevası değerlerindeki numunelerde elde edilmiştir. Uçucu külde en büyük mukavemet artışı %10 karışım değerinde, kopolimerde %1, polipropilende %0.75 ve VHP de ise %0.25 karışımında elde edilmiştir. Sonuç olarak uçucu kül en büyük artışı sağlarken diğer malzemelerin birbirlerine yaklaşık değerlerde mukavemet artışı gerçekleştirdiği gözlenmiştir.




(a) (b)



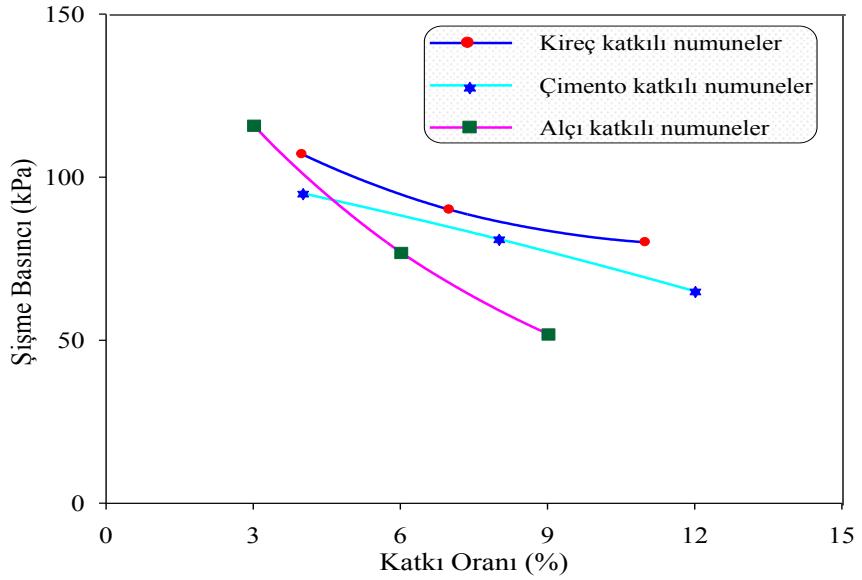

(c) (d)

Şekil 1. CH ve (a) Uçucu Kül (b) Kopolimer (c) Polipropilen (d) VHP karışımlarına ait mukavemet – su muhtevası grafiği

### 3.2. Şişme Basıncı-Katkı Malzemesi Yüzdesi İlişkisi

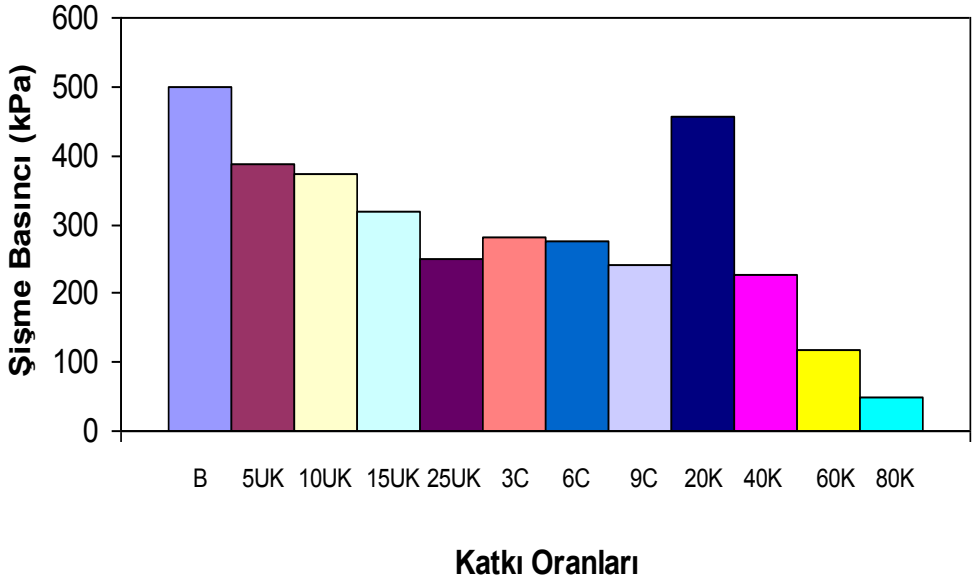
Şişme potansiyeli bulunan yüksek plastisiteli kil numunesi Gümüşhane ili Şiran ilçesinden alınmıştır. Şiran kilinin şişme açısından stabilizasyonu için kireç, çimento ve anhidrat alçı katkı malzemesi olarak kullanılmıştır. Kireç, plastisitenin azalmasından uzun süreli pozolonik mukavemet kazanmaya kadar uzanan birçok amaçla kullanılabilmektedir. Stabilizasyon işleminde optimum kireç miktarını tespit etmek için, %1 ila %15 arasında kireç katkısı ilave edilerek, toplam 20 gramlık zemin + kireç karışımları hazırlamış, hazırlanan karışımlar, 100 ml çözeltilere dönüştürülmüştür. Çözeltilerin pH değerleri ölçülerek, pH değerleri ile kireç katkı oranları arasındaki ilişkiden optimum kireç yüzdesinin ağırlıkça yaklaşık %5 olduğu belirlenmiştir. (Eades ve Grim,1960). Bu optimum katkı oranını da içine alacak şekilde kireç için, %4, %7, %11'lik katkı oranları belirlenmiştir. Çimento için, %4, %8, %12 ve alçı için ise %3, %6, %9'luk katkı oranları seçilmiştir. Bu katkılar Şiran kiline, kuru ağırlığının yüzdesi cinsinden ilave edilmiştir. Sonuçta elde edilen 9 farklı katkılı numunenin şişme basıncının değişimi incelenmiştir (Şekil 2).

Şiran kilinin katkılı ve katkısız numunelerinin önce ASTM D4546 da yer alan C yöntemine göre bir boyutlu konsolidasyon aletinde şişme basıncı 200 kN/m² olarak belirlenmiştir. Kireç katkılı numunelerde %4-%11'lik katkı oranlarında şişme basıncı 200kN/m²'den 80kN/m² 'ye, çimento katkılı numunelerde %4-%12'lik katkı oranlarında 200 kN/m²'den 61 kN/m² 'ye kadar azalmıştır. Benzer şekil de alçı katkılı numunelerde de %3-%9'luk katkı oranlarında şişme basıncı 200kN/m²'den 52 kN/m²'ye düşmüştür (Nas, 2003).




Şekil 2. Şiran kilinin şişme basıncının katkılarla değişimi

Şişme basıncı yüksek bentonit numunesi Karakaya Bentonit Firmasından alınan doğal sodyum içerikli temsili bir örnektir. Bu numune ile uçucu kül, çimento ve kum alternatif malzemeleri 50°C'deki etüvde 24 saat kurutulduktan sonra, uçucu kül için %5, %10, %15, %25, çimento için %3, %6, %9 ve kum için %20, %40, %60, %80 oranlarında elle karıştırılarak laboratuvar ortamında numuneler hazırlanmıştır. Kullanılan doğal bentonitin şişme basıncı ASTM D 4546 (2003) C yöntemine göre 500 kN/m² olarak belirlenmiştir. Katkı oranları ile birlikte şişme basınçlarındaki değişim Şekil 3'te gösterilmektedir. Buna göre %3-%9 oranlarındaki çimento katkılı numunelerde şişme basıncı değeri 500kN/m²'den 242kN/m²'ye, %5-%25 oranlarındaki uçucu kül katkılı numunelerde şişme basıncı değeri 500kN/m²'dan 250kN/m²'e, %20-%80 oranlarındaki kum katkılı numunelerde ise şişme basıncı değeri 500kN/m²'dan 50kN/m²'ye düşmüştür.




Şekil 3. Bentonitin şişme basıncının katkılarla değişimi

Bu çeşitli çalışmalar, farklı malzemeler kullanılarak zemin özelliklerinin iyileştirilmesi hakkında uygulamadaki geoteknik mühendislerine yeni fikirler vermeyi hedeflemektedir.

# 4. SONUÇLAR

Bu araştırmada uygulamada kireç, çimento, alçı gibi yaygın kullanılan genel malzemelerin yanı sıra atık malzeme olarak, termik santral atığı olan uçucu kül, beton üretiminde kullanılan kopolimer, polimer ve VHP gibi yeni alternatif malzemelerin geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabilirliği, uygunluğu ve verimliliği konusunda laboratuvar çalışmaları ele alınmıştır. Yumuşak kil zeminlerde taşıma gücünün arttırılması ve şişme özelliği gösteren kil zeminlerin şişme basıncının düşürülmesi amacı ile laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu bildirideki çalışmalardan elde edilen sonuçlar şu şekilde sıralanabilir;

• Uçucu kül – zemin karışımları üzerinde yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerine göre, en büyük serbest basınç değerini ağırlıkça % 10 uçucu kül katılan karışım vermiştir. Ağırlıkça %10 uçucu kül eklenen karışımın serbest basınç mukavemeti değeri 475 kN /$m^2$ olarak belirlenmiştir. Bu karışımın serbest basınç değeri, yalın numunenin serbest basınç değerini göz önüne alındığında % 279 artmıştır. Ayrıca uçucu kül katkısı, zemin ile meydana gelen puzolonik reaksiyondan ötürü zemini daha gevrekleştirse de, mukavemeti arttırmıştır.

• Kopolimer – zemin karışımları üzerinde yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerine göre, maksimum serbest basınç değerini ağırlıkça %1.00 kopolimer katılan karışım vermiştir. Ağırlıkça % 1.00 kopolimer eklenen karışımın serbest basınç mukavemeti değeri 320 kN /$m^2$ olarak belirlenmiştir. Bu karışımın serbest basınç değeri, yalın numunenin serbest basınç değerini göz önüne alındığında % 188 artmıştır. Kopolimer – kil karışımlarında karşılaşılan en büyük problem, tabakalar arasında zayıf kesit oluşumudur. Numunenin hazırlandığı kalıbın yüzey alanı küçük olduğundan, 3 tabaka halinde hazırlanan numunelerde, düşük su muhtevalarında zayıf kesit oluşumu yaşanmıştır. Ayrıca kopolimer fiberler, sert yapısı nedeniyle zemin içinde donatı görevi görüp, üstlendiği gerilmeleri yüzey sürtünmesi ile zemine dağıtabilmesi, kullanıldığı karışımların mukavemetini arttırmıştır.

• Polipropilen – zemin karışımları üzerinde yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerine göre, maksimum serbest basınç değerini ağırlıkça % 0.75 polipropilen katılan karışım vermiştir. Ağırlıkça % 0.75 polipropilen eklenen karışımın serbest basınç mukavemeti değeri 317 kN /$m^2$ olarak belirlenmiştir. Bu karışımın serbest basınç değeri, yalın numunenin serbest basınç değerini göz önüne alındığında % 186 artmıştır. Yalın kil numunesi ile karıştırılan polipropilen fiberleri, yumuşak dokusu ve düşük birim hacim ağırlığı nedeniyle, zemin ile homojen karıştırma konusunda büyük sorunlar yaratsa da, ağ yapısından dolayı zemini sararak tabakalar arasında bütünlük sağlamıştır.

• VHP – zemin karışımları üzerinde yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerine göre, maksimum serbest basınç değerini ağırlıkça % 0.25 VHP fiber kullanılarak hazırlanan

karışım vermiştir. Ağırlıkça % 0.25VHP eklenen karışımın serbest basınç mukavemeti değeri 335 kN /$m^2$ olarak belirlenmiştir.

• Şiran kilinin stabilizasyonunda kullanılan tüm katkı malzemeleri bütün halinde değerlendirildiğinde şişme basıncını azaltmak da en etkili katkı malzemesi alçı olmuştur. %9 alçı ilavesinde şişme basıncı %74 oranında azaltmıştır. Alçının şişme basıncını azalmakta düşük katkı oranlarında bile makul sonuçlar vermesi uygulanabilir bir katkı malzemesi olduğu göstermektedir. Kireç ve çimentoda katkı oranına bağlı olarak şişme basınçlarında azalmalar belirlenmiştir. Bu azalmalar her iki katkıda da oransal olarak birbirine yakındır. Bu nedenle maliyet açısından kirecin çimentoya göre daha uygun olacağı düşünülmektedir.
• Bentonitin şişme basıncı değeri bütün katkı oranları için, katkı oranının artması ile azalmaktadır. Çimento katkılı numunelerde şişme basıncı değerlerinin birbirine yakın çıktığı gözlenmiştir. Bu nedenle maliyet açısından, uygulamalarda %6 ve %9 çimento katkılarının ekonomik olmayacağı düşünülmektedir. Uçucu külde %5 ve %10 katkı oranları için benzer şişme basıncı değerleri bulunmuştur. Uçucu kül oranı %15'e çıktığında ise şişme basıncı değerinde gözle görülür bir azalma olmaktadır. Bu nedenle 15 uçucu kül katkısının optimum katkı oranı olduğu düşünülmektedir. %20 kum katkısında bentonitin şişme basıncında fazla bir azalma olmamaktadır. %40 kum katkısı için şişme basıncındaki %55'lik azalmanın, %60 ve %80 kum katkısına göre uygulama zorluğundan dolayı daha etkili bir iyileştirme olduğu düşünülmektedir.

Bu çalışma kapsamında kil zeminlerin taşıma gücünü artırmak ve şişme potansiyelini azaltmak amacıyla geoteknik mühendisliğinde kullanılmaya başlanan çeşitli alternatif katkı malzemelerinin etkisi araştırılmıştır. Pratikte kullanıma yönelik önemli bulgular elde edilmiştir.

## KAYNAKLAR

ASTM C-618, (2005), Standard specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, Annual Book of ASTM Standarts

ASTM D4546, (2003), Standart Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils, Annual Book of ASTM Standarts, Vol. 04.08:992-1001

Etminan, E., (2012), "Soft Soil Stabilization Using Fly Ash, Polypropylene, Copolymer and VHP", Istanbul Technical University, The Institute of Science and Technology, MS Thesis, Istanbul, Turkey

Eades, J.L. ve Grim, R.E., (1960), A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization, Highway Research Record 139, Highway Research Board, Washington.

İkizler S. B., Aytekin M., Vekli M., Yavuz H. İ., Tandoğan M., (2008), Bentonitin Çimento, Uçucu Kül Ve Kum İle Stabilizasyonu, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Selçuk Üniversitesi, Konya, ZM 12 Bildiriler Kitabı Cilt 2, 689-698

Nas, (2003), Şiran-1 Kilinin Su Tutma Eğrileri ve Şişmeye Karşı Kimyasal Stabilizasyonu, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Doktora Tezi.

Nas, E., Aytekin M., İkizler S. B., (2006), Gümüşhane Şiran Kilinin Şişme Özellikleri ve Şişme Basıncının Katkı Kullanılarak Azaltılması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, ZM 11 Bildiriler Kitabı , 541-550

Şenol, A., Etminan, E., Çetin, A. Y., Yıldırım, H., (2013), "Stabilization of High Plasticity Clay Soil by Use of Fly Ash, Copolymer and HPP", The 5th International Geotechnical Symposium-Incheon, South Korea

Şenol, A., Etminan, E., Çevikbilen, G., Yıldırım, H., (2012), "Stabilization of clayey soils using propylene and polymer fibers", 5th European Geosynthetics Congress, Valencia, Spain

Şenol, A., Etminan, E., Özüdoğru, T. Y., Yıldırım, H., (2011), "Stabilization of A Low Plasticity Clay Soil by Alternative Materials" International Symposium on Advances in Ground Technology Geo-Information (IS-AGTG), Singapore

# GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ AÇISINDAN ZEMİN - TEMEL - YAPI ETKİLEŞİMİNE KRİTİK BAKIŞ

## A CRITICAL REVIEW OF SOIL - FOUNDATION - STRUCTURE INTERACTION FROM GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING

**K. Önder ÇETİN[1], Bilge SİYAHİ [2], H. Tolga BİLGE [3]**

## ÖZET

Yerel zemin etkileri hem geoteknik deprem mühendisliği açısından hem de depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından önemli rol oynar. Geçmiş depremler sonrası üretilen çok sayıda bilgiye rağmen konunun özel olarak hesaba katıldığı şartlar 1970'lere kadar yönetmeliklerde yer almamıştır. Zaman içinde değişik yönetmeliklerde, farklı konseptlerle de olsa yer almasına karşın, bazı özel koşullarda tasarıma yönelik sahaya özel deprem yer hareketinin (hareketin genliği, frekans içeriği, süresi vb.) belirlenmesi ihtiyacı doğmuştur. Bunun yanında deprem bölgelerinde zayıf zeminler üzerinde ve derin temel uygulamalarında zemin-temel-yapı dinamik etkileşiminin hem temel hem de üst yapı açısından tasarıma getirdiği değişiklikler de ucu açık bir konudur. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) konuya bir dip not şeklinde değinmiştir. Bildiride, zemin-temel-yapı etkileşimi analizleri ve değerlendirilmeleri günümüzde gelinen noktada ele alınmış ve geoteknik bakış açısı ile irdelenmiştir. Bildiride, ayrıca, zemin-temel-yapı dinamik etkileşiminde önemli rol oynayan "*kinematik etkileşim*" ve "*eylemsizlik etkileşimi*" hem teorik hem uygulama açısından incelenmiş ve tartışılmıştır.

**Anahtar sözcükler:** Zemin - temel - yapı etkileşimi.

## ABSTRACT

Local soil conditions play a critical role in geotechnical earthquake engineering and seismic design. Past earthquakes revealed tremendous case-history based engineering information on specifics of this, but unfortunately the requirements for soil-foundation-structure interaction have been included in seismic design codes only after 1970's. Even though, subsequent seismic design codes after 1970's revised the requirements, site-specific

[1] Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, ocetin@metu.edu.tr
[2] Prof. Dr., Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Müh. Anabilim Dalı, bilge.siyahi@gyte.edu.tr
[3] Dr., GeoDestek Ltd. Şti., Ankara, htbilge@geodestek.com

earthquake ground motion determination is needed in some special cases. In addition, the required design modifications due to soil-foundation-structure interaction for structures to be built in seismic zones and deep foundations are considered to be an open-ended problem for both the structure and the foundation. Surprisingly, the subject is referred to in Turkish Earthquake Code (2007) only as a footnote. This paper investigates the state-of-the-practice in soil-foundation-structure interaction analysis and evaluation from a geotechnical engineering perspective. "*Kinematic*" and "*Inertial*" interactions have been reviewed and discussed in terms of both theoretical and their practical applications.

**Keywords:** Soil-Foundation-Structure Interaction

# 1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliği uygulamaları arasında önemli yer tutan kazık temellerin tasarımı ve davranışı hem statik yükleme hem de dinamik yükleme açısından en ilgi çekici konuların başında gelmektedir. Zeminlerin ve geo-yapıların deprem ya da daha genel dinamik yükleme sırasındaki davranışları geoteknik deprem mühendisliğinde önemli yer tutar. Söz konusu davranışın gerçekçi şekilde belirlenebilmesi, oldukça karmaşık deprem - zemin - kazıklı radye - üstyapı davranışının bütünleşik değerlendirilmesini gerektirir. Genel olarak zemin - yapı etkileşimi olarak anılan bu değerlendirmelerin temelleri 1970'li yıllarda atılmışsa da, tasarım yöntemleri, teknik şartnameler ve uygulama detayları konusunda ülkemizde istenen seviyede hızlı bir ilerlemenin olduğunu, ya da konunun rutinleşmiş tasarım uygulamaları arasına girdiğini söylemek mümkün değildir. Son dönemde artan yüksek yapı uygulamalarına paralel olarak yerel idarelerin yüksek yapı yönetmelikleri yayımladıkları veya hazırlama çalışmalarını sürdürüyor olmaları umut verici gelişmeler arasında sayılmalıdır. Bildiri kapsamında, gerek teorik araştırma gerekse de mühendislik uygulamaları alanlarında artan seviyede ilgi çeken deprem - zemin - temel - yapı etkileşiminin geoteknik ve deprem mühendisliği açısından tartışılması hedeflenmiş, konuya ilişkin teorik bilgi ve mevcut şartname önerilerine değinilerek, örnek teşkil etmek üzere yakın zamanda tamamlanmış bir projenin uygulama adımları özetlenmiştir.

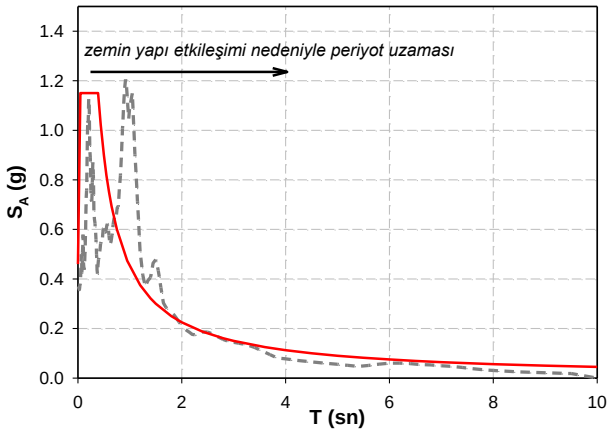
# 2. SİSMİK - ZEMİN - TEMEL - YAPI ETKİLEŞİMİ NEDİR?

Ülkemizde uygulamaları son yirmi yılda ivme kazanan yüksek yapılara ilişkin dikkat çekici bir gözlem, bu tip yapıların -belki de talihsiz bir rastlantı eseri- görece yumuşak / gevşek zeminlerin yer aldığı, yeraltı su seviyesine sığ derinliklerde rastlanan formasyonlar üzerinde inşa ediliyor olmalarıdır. Coğrafyasının %93'ü aktif deprem kuşağında yer alan ülkemiz açısından, bir diğer kritik husus ise sismik yüklerdir. Yapılar üzerinde deprem etkisini belirleyen birçok etken bulunur: *deprem kaynağı, dalga yayılımı sırasındaki katedilen güzergah, yerel zemin etkileri, zemin-yapı etkileşimi*. Yapısal tasarım açısından bakıldığında kaynak etkisi olarak genellikle kırılma mekanizması, faya olan mesafe ve deprem büyüklüğü anlaşılır. Dalga yayılımı sırasında izlenen güzergah boyunca yer alan kaya formasyonları deprem dalgalarının sahaya ulaşana kadar değişik filtrelerden geçmesine sebep olur. Yerel

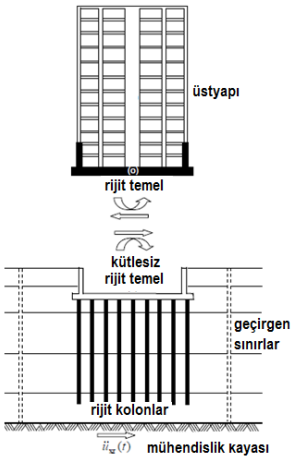
zemin etkileri ise yüzeye yaklaşan deprem dalgalarının görece yüzeysel zemin tabakaları tarafından değiştirilmesini ifade eder. Bu etki deprem şiddetini yapı frekansına bağlı olarak çarpı 5, bölü 5 mertebelerinde etkileyebilir. Bu üç etki sonucunda ise yüzeyde serbest saha hareketi oluşur. Zemin–yapı etkileşimi ise temel tabanı ile serbest saha hareketi arasındaki farklılıkları içerir. Belirlenen bu fark birim deformasyonla değişiklik gösterdiğinden aynı yapı, aynı temel, aynı zemin koşullarında farklı depremler için farklılık gösterir. Bu sebepten dolayı etkileşimi Deprem-Zemin-Temel-Yapı etkileşimi olarak adlandırmak daha doğru olacaktır. Görece yumuşak/gevşek zeminlere oturan yapılarda zemin-yapı etkileşimi nedeniyle deprem girdi hareketi ile yapı tabanındaki hareket birbirinden farklılık gösterecektir. Mühendislik uygulamalarında zemin-yapı etkileşimi denilince genellikle yapı temelinde zemin-yapı arayüzünde kabul edilen eşdeğer yaylar kullanılmakta olup bu durum temel zemini kütlesinin etkileşimden dışlanmasına sebep olmaktadır. Gerçekte, oluşan etki *Eylemsizlik (*veya *ataletsel*) ile *Kinematik* etkileşimlerin bir sonucudur. Kütlesi olan üstyapı, temel elemanı ve temel zeminleri zamana bağlı değişken deprem ivmesi altında Newton'ın 2. hareket yasası ile uyumlu olarak farklı kuvvetlere maruz kalırlar. Uygulanan bu kuvvet "kütle x ivme" ile ifade edilmekte olup, gerek kütle gerekse de ivme hem üstyapı, hem temel elemanı hem de zemin katmanları için farklılık gösterir. Kinematik etkileşim ise yüzeye doğru ilerleyen deprem dalgalarının genellikle oldukça rijit teşkil edilen kazıklı radye veya radye temel elemanına rastladığında temel zeminlerine kıyasla yüksek impedans farkları sebebi ile uğradığı yansıma ve kırılmayı ifade eder. Kinematik etkileşim özellikle yumuşak/gevşek zeminler içinde teşkil edilen kazıklı temel çözümlerinde genel davranışı belirleyici rol oynamaktadır. Temel seviyesindeki etkin hareket, kazıklardan deprem dalgalarının yayılması ile birlikte yataklanma etkilerini de içeren zemin-kazık sistemi dinamik davranışını temsil eder. Yapının deprem sırasında göstereceği dinamik tepki yalnızca serbest saha hareketine bağlı değildir, aynı zamanda üstyapı özelliklerine de bağlıdır. Literatürde, belki de yanlış bir genelleme ile, zemin-yapı etkileşiminin yapıya etkiyen dinamik tesirlerin azalmasına yol açacağı ve dolayısı ile yapı davranışı açısından olumlu (pozitif) bir etkiye sahip olduğu belirtilir. Zemin-yapı etkileşiminin yapının doğal titreşim periyodunun uzamasına neden olduğu, bunun da yapıya etkiyen deprem talebinin azalması sonucunu doğuracağı düşüncesi (Şekil 1) her koşulda doğru değildir. Ancak birçok durumda, yapı-zemin etkileşiminin göz önüne alınması temel seviyesindeki ivmeleri azaltabilir. İstisnası ise uzun periyotlu derin alüvyonlar üzerinde inşaa edilecek yüksek katlı yapılardır. Tasarım spektrumunun yapı mühendisi açısından önemi iyi kavranmalıdır. Spektrumdaki küçük bir değişiklik, özellikle orta ve uzun periyod aralığında, deprem kuvvetlerinin büyümesine yol açmakta, bu da kesit tesirlerini arttırarak kolon ve perde boyutlarının büyümesini gerektirmektedir. Kesit boyutları artınca yapı rijitleşmekte, rijitleşen yapı daha da büyük deprem kuvvetine maruz kalmaktadır. Zemin-yapı etkileşimi analizi sonucunda geoteknik deprem mühendisi tarafından tasarımda kullanılmak üzere önerilecek olan tasarım spektrumu işte bu nedenle çok kritiktir. Zemin-yapı etkileşiminin olumlu etkisini gözönüne almak üzere rijit temelli yapısal modellerdeki statik analizlerde ASCE/SEI 7-10 (2010), eşdeğer statik yükün %30'a kadar azaltılmasına izin vermektedir. Yapı mühendisi açısından yumuşak zeminlerdeki yüksek binalar zemin-yapı etkileşiminden olumlu yönde etkilenir; ama geoteknik açısından bakıldığında bu etkileşimde kazıklar yapı-temel-zemin sisteminin kritik elemanı haline gelir ve deprem yer hareketinden çok etkilenirler. Kazıklar hem deprem yer hareketi sırasında zeminle beraber yer değiştirme yapabilecek kadar esnek olmalı hem de

deprem yer hareketi sırasında oluşacak kesme kuvvet ve eğilme momentlerini karşılayacak dayanıma sahip olmalıdırlar.

Yapılan çalışmalar, yapı-zemin etkileşiminin iki farklı yaklaşımla ele alınabileceğini göstermektedir (Wolf, 1985): a) Doğrudan (direct) yöntem, b) Altsistem (substructure) yöntemi. Doğrudan yöntemde üstyapı ve zemin tek bir sistem olarak idealleştirilerek modellenmektedir. Doğrudan yöntemden farklı olarak altsistem yönteminde ise zemin ortamı ve üstyapı ayrı birer altsistem olarak modellenir (Şekil 2). Pratik uygulamalar için uygun olan bu modelleme yöntemi analiz süresini de önemli ölçüde kısaltır, ancak sistemin ana kabullerinden birisi eylemsizlik etkileşiminin kinematik etkileşime göre görece önemsiz olduğudur; fakat bunun basitleştirici bir idealizasyon olduğu unutulmamalıdır.




Şekil 1. Periyot Uzaması

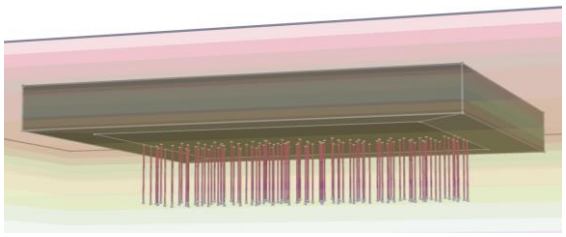



Şekil 2. Altsistem Yöntemi İçin Üstyapının ve Zemin Ortamının Modellenmesi

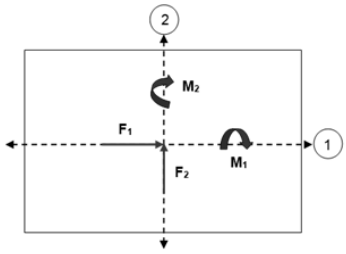
## 4. UYGULAMADAN BİR ÖRNEK

Bu kısımda, İzmir İlinde inşa edilmekte olan yüksek yapı için gerçekleştirilen çalışmanın tasarım adımları üzerinde durularak tipik bir deprem - zemin - temel - yapı etkileşimi uygulamasının ne şekilde gerçekleştirildiği tariflenmeye çalışılacaktır. Proje kapsamında tasarlanan yapının yüksekliği yaklaşık 160 m olup, yapı bu özelliği ile "*Yeni Kent Merkezinde Yapılacak Yüksek Binalar İçin Zemin, Geoteknik ve Yapı / Deprem Mühendisliği Proje ve Raporlarında Uyulması Gereken Teknik Önermeler*" uyarınca "yüksek yapı" olarak sınıflandırılmaktadır. Proje kapsamındaki bodrum katları için, 20 m'yi aşan mertebelerdeki bir derin kazı çalışması gerçekleştirilmişse de, temel seviyesindeki taşıyıcı elemanların üzerindeki yüklerin yaklaşık 6000 ton (radye temel altı gerilmelerinin 1000 kPa) mertebelerine oluşması sebebi ile yapı altında derin temel sistemi elemanları tasarlanmıştır. Teknik önermeler uyarınca tasarlanan sistemin sismik performansının, dinamik zemin-kazık-temel-üst yapı etkileşim analizleri ile tetkik edilmesi gerekmektedir. Çalışmanın ilk aşamasında, proje sahasının maruz kalacağı sismik tehlikenin belirlenmesidir. Alanın neotektonik yapısı değerlendirilmiş, deprem üreten faylar tanımlanmış, bu kaynaklara ait büyüklük-tekrar ve maksimum deprem üretme kapasitesi gibi parametrik özellikleri

belirlenmiştir. Bu veri ile, referans saha koşulları için tasarıma esas spektral değerleri belirlemek üzere sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiş, bu doğrultuda ulusal (İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, 2008) veya uluslararası (NEHRP, 2003 veya AASHTO, 2010) şartnamelerde tariflendiği üzere 50 yılda %50, %10 ve %2 aşılma olasılıklarına karşılık gelen üç farklı deprem seviyesi ile uyumlu olacak deprem ivme zaman kayıtları seçilmiş ve uygun şekilde ölçeklendirilmiştir. Bu veri, zaman uzayında gerçekleştirilecek sayısal analizlerin temel girdisi olacaktır. Çalışmanın ikinci aşamasında, detaylı bir saha ve laboratuvar araştırma programı gerçekleştirilerek mühendislik kayasının derinliği ve bu derinliğe dek karşılaşılan birimlerin mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Saha ve laboratuvar çalışmalarından, sahanın rijitlik ve mukavemet özellikleri derinlikle artış gösteren katı-sert kıvamlı, plastik (ortalama plastisite indisi 30) killi zeminlerden oluştuğu anlaşılmıştır. Mevcut veri ışığında konvansiyonel projelerde ihtiyaç duyulan indeks, rijitlik, mukavemet gibi standart girdi parametrelerinin yanı sıra dinamik malzeme özellikleri de belirlenmiştir. Sismik performans analizleri kapsamında, zemin tabakaları tanımlanırken "*düşük birim deformasyon rijitliği ile birim deformasyonla sertleşen zemin modeli*" kullanılmıştır. Gerçekleştirilen uygulama projesinde sonlu elemanlar yöntemine dayanan 3 boyutlu analizlere imkân veren ticari bir yazılım kullanılmıştır ve bu analizler "*altsistem yöntemi*" uyarınca gerçekleştirilmiştir. Buna göre ilk aşamada, inşaat ve imalat aşamaları ile uyumlu şekilde sistem tanımlanmış ve statik koşullar altındaki gerilme durumunun sağlıklı ve gerçeğe uygun şekilde tespit edilmiştir (Şekil 3). Altsistem yöntemi uyarınca, geoteknik mühendisi, üstyapı analizleri sırasında zemin-kazık altsistemini modellemek için gerekli olan kinematik rijitlik matrisini geliştirmelidir. Bu matris, Şekil 4'te gösterilen doğrultulardaki yanal ve açısal rjitilik katsayılarını içerir.



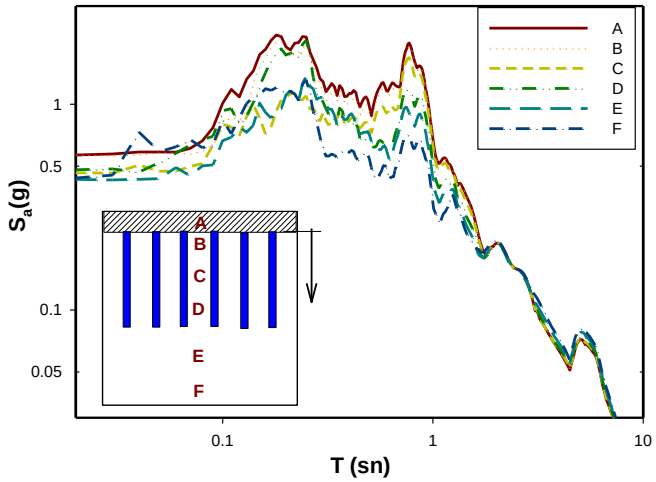
Şekil 3. Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli




Şekil 4. Kinematik Etkileşim Matrisi Eleman Tanımları

Üst yapı hesaplarına altlık teşkil edecek bir diğer veri ise rijit radye seviyesindeki ivme-zaman kayıtları ve bunlara ait elastik tepki spektrumlarıdır. Bu nedenle, kurulan 3 boyutlu modele mühendislik kayası seviyesinden farklı deprem seviyelerine karşılık gelen senaryo deprem kayıtları, iki yatay bileşen de aynı anda dikkate alınmak üzere tatbik edilmiştir. Mühendislik kayası seviyesinde uygulanan yer hareketinin tanımlanan idealize zemin profili boyunca nasıl değiştiği Şekil 5'te sunulmuştur. Bu altsistemin kuvvetli yer hareketlerine gösterdiği tepki, rijit bir sistemden beklenen niteliktedir. Düşük periyotlardaki hareketler büyütülürken, yüksek periyotlarda ise hareketlerin serbest saha davranışına göre azaldığı gözlenmiştir. Buna istinaden tasarlanan kazıklı radye sisteminin, deprem tesirleri altında yapı açısından kritik olabilecek yüksek periyotlarda (yapı hakim periyodunun 4-4.5sn mertebelerinde), olumlu bir performans göstereceği beklenmektedir. Bu nedenle yüksek yapı

altındaki alt sisteminin, yapı hakim periyodu civarında yer hareketini büyüteceğine yönelik bir beklenti içine girilmesi oldukça yanıltıcı sonuçlar doğurabilecektir. Davranış, deprem-zemin-kazık-radye kinematik etkileşimi sonucu sahaya özel olarak şekillenmektedir.




Şekil 5. Elastik Tepki Spektrumlarının Derinlikle Değişimi

## 4. SONUÇLAR

Zemin-temel-yapı etkileşimi ile ilgili genel değerlendirmeler aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Kazıklı temele sahip yüksek binaların deprem davranışı, sığ veya rijit tabanlı yapı davranışından farklıdır.
- Yumuşak zeminlerde zemin-temel-yapı etkileşimi problemi oldukça karmaşık bir problemdir. Tüm sistemin davranışı açısından analizlerde problemi basitleştiren altsistem yöntemleri kullanılabilir.
- Zemin-temel-yapı sisteminin periyodu ile serbest saha hareketinin periyodu arasındaki oranın rezonansdan kaçınabilmek için 1'den uzak olması gerekmektedir.
- Yumuşak zeminlerde tasarlanan kazıklarda depremler sırasında kinematik etkileşimden dolayı kazık eğilme davranışlarının her iki yatay doğrultuda da mutlaka kontrol edilmesi gerekmektedir. Kazık uzunluğu boyunca zemin tabakalarının değiştiği bölgelerde ve kazık başlığı civarlarında hem kesme kuvvetleri hem de eğilme momentleri kontrol edilmelidir. Kinematik etkileşim analizleri frekans tanım alanında da yapılabilir, fakat bu durumda kazıklar ve zemin ortamı için doğrusal davranış kabulü yapmak gerekir.
- Deprem sırasında üst yapıdaki salınımlarla ortaya çıkan eylemsizlik etkileşimi nedeniyle olabilecek hasarlar, çoğunlukla kazığın üst yapıyla veya kazık başlığı ile birleştiği bölgelerde ortaya çıktığından, bu seviyeler kontrol edilmelidir. Üstyapı için yapılacak eylemsizlik etkileşimi analizleri davranışın doğrusal veya doğrusal olmayan olmasından bağımsız olarak mutlaka zaman tanım alanında gerçekleştirilmelidir.
- Söz konusu analizler, sonlu elemanlar ya da sonlu farklar yöntemlerine dayalı olarak gerçekleştirilebilir. Malzeme modellerinin, birim deformasyona bağlı olarak değişen zemin davranışını temsil edebilecek şekilde seçilmeleri gerekmektedir.

- Sistemin davranışı, deprem-zemin-kazık-radye temelin kinematik etkileşimi ile belirlenecektir. Buna göre, seçilen derin temel sisteminin (kazıklı radye) rijitliğine bağlı olarak yer hareketinin, yapı hakim periyodu bölgesinde büyümesi ya da azalması muhtemeldir. Yumuşak zeminlerde uygulanan güçlendirme amaçlı uygulamalarının, çoğu zaman sistemi daha rijit hale getireceği dikkate alındığında spektral ivmelerin kısa periyot bölgesinde büyürken yüksek periyot bölgesinde azalması kuvvetle muhtemel bir davranıştır.

## KAYNAKLAR

ASCE 7-10 (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston,VA.

AASHTO (2010), LRFD Bridge Design Specifications. American Association of Bridge Highway and Transportation Officials. Fifth Edition.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007), T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (2008), İstanbul Büyükşehir Belediyesi İmar Müdürlüğü.

NEHRP (2003), Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Building Seismic Safety Council.

Wolf, J. P. (1985), Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Yeni Kent Merkezinde Yapılacak Yüksek Binalar İçin Zemin, Geoteknik ve Yapı / Deprem Mühendisliği Proje ve Raporlarında Uyulması Gereken Teknik Önermeler.

# BİR VE İKİ BOYUTLU ANALİZLERLE PİK YÜZEY İVMESİ DEĞİŞİMİNİN İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF PEAK GROUND ACCELERATION WITH ONE- AND TWO- DIMENSIONAL ANALYSES

**Gökçe Çiçek İNCE[1], Lütfi YILMAZOĞLU [2]**

## ÖZET

Bu çalışmada, değişken topoğrafik şekillere sahip zemin kesitinde olası bir depremde oluşacak yüzey yer hareketi bir ve iki boyutlu dinamik davranış analizleri ile incelenmiştir. Bir boyutlu analizler eşdeğer lineer analiz prensibine dayalı olarak çalışan Eera programı ve hem eşdeğer lineer hem de nonlineer çözüm yapabilen Deepsoil programı ile iki boyutlu analizler ise Plaxis 8.2 programı ile yapılmıştır. Dinamik analizlerde ana kaya yer hareketi olarak olası İstanbul depremini temsil eden 475 yıllık tekrarlama periyotlu sentetik ivme kullanılmıştır. Derinlikle değişen zemin tabakaları boyunca elde edilen pik yüzey ivmesi ve ivme spektrum değerleri karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları zemin yüzü yer hareketi özelliklerinin değişen yerel zemin koşulları ve arazi topografyası ile farklılaştığını göstermiştir.

**Anahtar sözcükler:** Pik yüzey ivmesi, iki boyutlu dinamik analiz,topoğrafya

## ABSTRACT

In this work, the surface ground motion to arise in an earthquake likely to occur in ground section having different topographic forms has been examined with one and two dynamic site response analyses. One-dimensional analyses have been made with Eera program based on equivalent linear analysis principle and Deepsoil program able to make both equivalent linear and nonlinear analyses and two-dimensional analyses with Plaxis 8.2 program. In dynamic site response analyses, the synthetic acceleration with a 475-year replication period representing the earthquake of Istanbul has been used as a bedrock ground motion. The peak ground acceleration obtained along the soils changing by depth and acceleration spectrum values have been compared. The analysis results have showed that the characteristic of the surface ground motion varies by the changing local soil conditions and land topography.

[1] Yrd.Doç.Dr. Aksaray Üniversitesi, gokcecicekince@gmail.com
[2]Uzman İnşaat Mühendisi, Tarım ve Kırsal Kalkınmayı Destekleme Kurumu, asil_37_20@hotmail.com

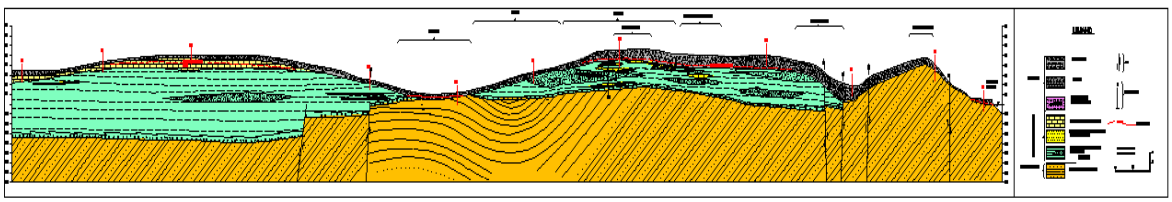
**Keywords:** Peak Ground Acceleration, Dynamic site response analysis, 2D, Topograpy

# 1. GİRİŞ

Zemin tabakalarının deprem sırasında gösterdiği davranışın belirlenmesi geoteknik deprem mühendisliğinde karşılaşılan önemli problemlerden biridir. Deprem dalgalarının yüzeye yakın zemin tabakalarından geçerken genliklerinde meydana gelen artış zemin büyütmesi olarak ifade edilmektedir. Anakaya derinliği, anakaya üzerindeki zemin tabakalarının kalınlığı, cinsleri, kayma modülü ve sönüm oranı gibi dinamik özellikler, bu özelliklerin derinlikle ve deformasyonla değişimi, zemin tabakalarının yanal düzensizliği ve topoğrafik özellikler gibi yerel etkiler zemin büyütmesini etkileyen önemli faktörlerdir. (Haşal, 2009).
Zemin tabakalarının dinamik analizi için geliştirilen hesap yöntemleri genellikle karşılaşılan problemin gereksinimine göre, bir, iki ve üç boyutlu olarak tanımlanır. İki ve üç boyutlu analizlerde, zemin kesitindeki tabakaların iki veya üç boyutlu geometrisi gerektiği için, bir boyutlu yaklaşımın kullanımı daha fazla tercih edilmektedir. Ancak zemin tabakalarının bir boyutlu dinamik analizinde; yüzey topografyası, tabakaların eğimi ve tabakaların sınırlı enine genişliğinin etkisi ihmal edilmektedir. Zemin tabakalarının yatay yönde sınırlı genişliğe sahip olması, vadi kenarlarında dalga hareketi dönüşümlerine sebep olmakta, dolayısıyla yer hareketinin frekans içeriği ve yüzeydeki etkisi vadilerin ortasından kenarlarına doğru değişebilmektedir. Zemin tabakalarının bir boyutlu dinamik analizinde yüzey topoğrafyası ihmal edilmektedir. Fakat gerçekte dar vadilerde, geniş vadilerin kenarlarında ve tepelerin yamaçlarında ikinci ve hatta üçüncü boyutun etkileri ortaya çıkmaktadır (Kale, 2008).

# 2. İNCELENEN KESİTİN TOPOĞRAFİK VE JEOLOJİK YAPISI

İncelenen kesitin uzunluğu 5580 m civarındadır. Kesit doğrultusu doğu-batı yönünde olup batıda Sarayburnu ve doğuda Zeytinburnu ilçesinde sonlanmaktadır. Batıda Topkapı Sarayı'nın bulunduğu tepe düzlüklerinde anakaya grovak yapay dolgunun hemen altında yüzeylenmektedir. Kesitin doğu kesimlerinde anakaya üzerinde gürpınar formasyonunun kalınlığı 140 m civarında olup bu istifin üstünde Bakırköy formasyonu 25 m'dir. Kesitin batı kesimlerinde Eminönü ilçesi sınırlarında Gürpınar formasyonun kalınlığı 50-60 m civarındadır. Bakırköy formasyonu bu kısımda yer yer çok az olarak görülmektedir. En üst seviyelerde yer alan dolgu tabakalarının kalınlığı vadi kesimlerde 30 m'ye ulaşmaktadır. Şekil 1'de kesit analizlerin yapıldığı 5A, 5B, 5C, 5D, 5E, 5F, 5G, 5H, 5I, 5J ve 5K noktaları ile birlikte gösterilmiştir.



Şekil 1. İncelenen kesite ait formasyon özellikleri (Özaydın vd., 2005)

# 3. ANALİZLERDE KULLANILAN MALZEME ÖZELLİKLERİ

Plaxis programında zemin Linear Elastic (LE), Mohr-Coulomb (MC), Jointed Rock (JR), Soft Soil (SS), Soft Soil Creep Model (SSC) ve Hardening Soil Model (HS) olmak üzere altı çeşit malzeme modeli ile modellenebilmektedir. Bu çalışmada Haliç sahil çökelleri soft soil model ile tanımlanırken anakaya (Trakya formasyonu) lineer elastik model ile tanımlanmıştır. Alüvyon, Çukurçeşme ve Gürpınar formasyonları Mohr-Coulomb model ile tanımlanırken diğer tüm formasyonlar hardening soil malzeme modeli ile tanımlanmıştır. Ayrıca programda girilen formasyonlara ait diğer değerler Çizelge 1'de toplu olarak gösterilmiştir.

Çizelge 1. Plaxis'te Kullanılan Formasyonların Özellikleri

| Formasyon | Malzeme Modeli | $\gamma_{kuru}$ ($kN/m^3$) | $\gamma_{doygun}$ ($kN/m^3$) | c ($kN/m^2$) | $\phi$ (°) | $E_{50}^{ref}$ (kPa) | $E_{ur}^{ref}$ (kPa) | $E^{ref}$ (kPa) | $V_s^*$ (m/sn) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Yapay Dolgu | Hardening Soil | 18 | 19 | 1 | 25 | 1,126E+05 | 3,885E+05 | - | - |
| Haliç Çökelleri | Soft Soil | 12 | 16,5 | 1 | 14 | - | - | - | - |
| Aluviyal Dolgu | Mohr-Coulomb | 13,30 | 18 | 1 | 25 | - | - | 2,349 E+05 | 258 |
| Bakırköy Kili | Hardening Soil | 21 | 22 | 12 | 25 | 9,257E+05 | 3,124E+06 | - | - |
| Bakırköy ve Gürpınar Kireçtaşı | Hardening Soil | 21 | 22 | 12 | 25 | 9,257E+05 | 3,124E+06 | - | - |
| Gürpınar Kili | Hardening Soil | 20 | 21 | 1 | 25 | 7,052E+05 | 2,080E+06 | - | - |
| Gürpınar Tabanı | Hardening Soil | 21 | 21 | 1 | 35 | 6,022E+05 | 1,298E+06 | - | - |
| Gürpınar ve Çukurçeşme Kumu | Mohr-Coulomb | 19 | 20 | 1 | 30 | - | - | 6,14 E+05 | 349 |
| Anakaya | Linear elastic | 26 | 28 | 1 | 36 | 9,80E+05 | 2,940E+06 | 3,12 E+06 | 700 |

Kullanılan $\alpha$ ve $\beta$ sönüm parametreleri Deepsoil programında non-lineer analizden üretilmiş Rayleigh sönüm eğrisinde elde edilen $\omega_1$ ve $\omega_2$ açısal frekans değerlerine göre analizlerin yapılacağı noktalarda hesap edilmiştir (Çizelge 2).

Çizelge 2. Kesitte seçilen noktaların α ve β değerleri

| Nokta | $\omega_1$ and $\omega_2$ | $\alpha$ | $\beta$ |
|---|---|---|---|
| 5A | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5B | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5C | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5D | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5E | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5F | 1-5 | 0,0833 | 0,0167 |
| 5G | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5H | 1-5 | 0,0833 | 0,0167 |
| 5I | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5J | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |
| 5K | 1-8 | 0.0890 | 0.0111 |

### 3.1 Kullanılan Deprem Kaydı

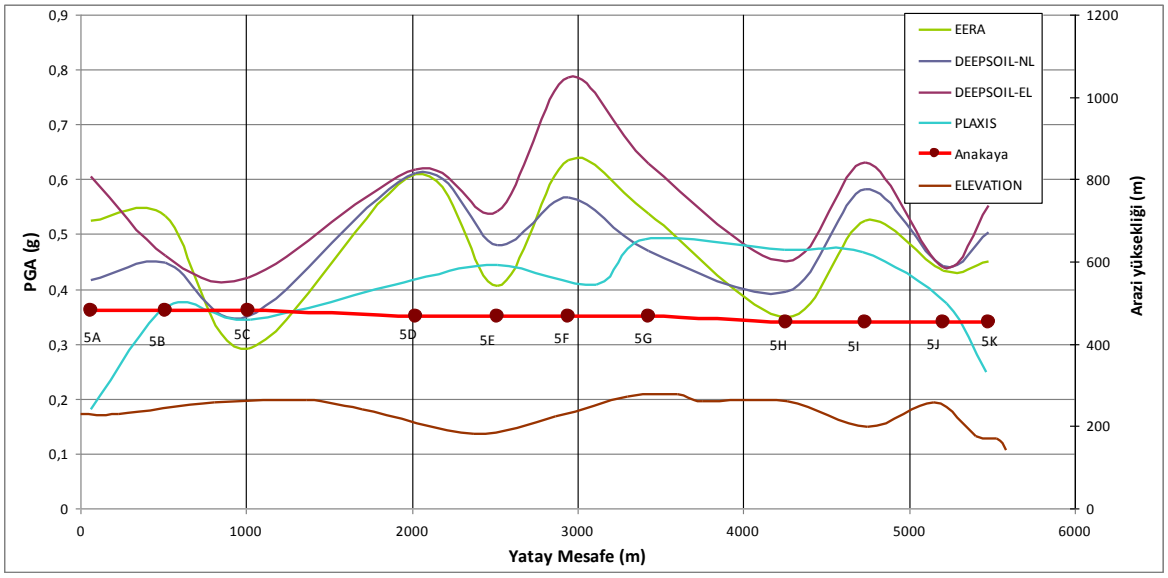
İki boyutlu dinamik analizde anakaya seviyesinde girilen deprem hareketi genlikleri Tarcsths (Papageorgiou et al. 2000) programı ile sentetik olarak üretilmiştir. Programda kullanılan anakaya pik ve spektral ivme değerleri Boğaziçi Üniversitesi tarafından yapılan kaynak bölgelendirmesi kullanılarak probabilistik olarak üretilmiştir (İnce, 2012).

## 4. SONUÇLAR

### 4.1 Pik İvme değerlerinin yüzeydeki değişimi

Bir boyutlu analizlerde deprem dalgası anakayadan yukarı doğru sadece düşey doğrultuda ilerlerken iki boyutlu analizde soldan sağa doğru deprem dalgasının yayılma doğrultusunda iki boyutta ilerlemektedir. Bu durumda topoğrafik değişimin yüzey ivmesi üzerindeki etkisini iki boyutlu analizde gözlemleyebilirken, tabaka kalınlıklarının etkisi ise tek boyutta ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmada bir ve iki boyutlu analiz sonuçları birbirleri ile ve kendi içlerinde değerlendirilmiş ve aralarınki korelasyon araştırılmıştır.

Bir boyutlu analizler için Eera ve Deepsoil (eşdeğer lineer (EL) ve non lineer (NL)) programları kullanılırken, iki boyutlu analizler için Plaxis 8.2 sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Yüzey ivmesinin zemin yüzeyindeki değişimi anakayaya ait pik ivme değerinin değişimi ile birlikte Şekil 2'de gösterilmiştir.




Şekil 2. İncelenen Kesit için Hesaplanan max. İvmenin Yüzeydeki Değişimi

İncelenen kesitte Plaxis başlangıç değeri sınır koşulları nedeni ile farklı başlamaktadır. Kil tabakası kalınlığının 73 m'ye çıktığı ve Bakırköy kireçtaşının da kalınlığının arttığı 5C noktasına kadar ivme değerinde azalma olduğu gözlenmektedir. Tepede bulunan 5C noktasından 5D noktasına kadar yani şevden aşağıya doğru giderken kil tabakası kalınlığı azalmakta ve 20 m'ye düşmektedir. Kil tabakasının üstünde bulunan Bakırköy kireçtaşı ise

giderek azalarak bitmektedir. Bu durumda ise tek boyutlu analizlerde ivme değeri artmaktadır. 5D ile 5E arasında vadinin dip kısmında anakaya neredeyse yüzeylenmekte, üstünde sadece 5 m'lik bir dolgu tabakası kalmaktadır. Bu durumda tek boyutlu analizlerde ivme değerinin düştüğü görülmektedir. Ancak iki boyutlu analizde tam tersi ivme değerinde artışın devam ettiği görülmektedir. Bunda etki olan parametrenin şevden aşağıya doğru oluşan ikinci boyut etkisi olduğu düşünülmektedir. Şevden yukarı doğru anakaya ve 5 m'lik dolgunun yer aldığı 5E ile anakayanın üzerinde 26m kil ve 5 m dolgu bulunan 5F arasında tek boyutlu analizlerde ivme değeri artmakta ve 5F'de pik yapmaktadır. Bunun tam tersi olarak iki boyutlu analizde ivme değeri düşmektedir. Burada yine arazi topoğrafyasının ve şevden yukarı doğru değişen durumun iki boyutlu analizde etkili olduğu söylenebilir. 5F ile 5H noktaları arasında tek boyutlu analizlerde ivme değeri dip seviyelere düşmektedir. Burada yine kalınlaşan (25 m'den 38 m'ye çıkan) kil tabakası ve yer yer bulunan kireçtaşı seviyelerinin bunda etkili olduğu düşünülmektedir. Dikkati çeken önemli bir nokta ise 20-25 m'ye kadar killi seviyelerin tek boyutlu analizlerde ivmeyi büyüttüğü ancak 25 m'den sonra ivme değerinde azalmaya yol açtığıdır. İki boyutlu analizde ise 5F ve 5G noktaları arasında yamaçtan yukarı doğru ivme değeri artmakta ve tepede 5G ile 5H noktaları arasında ise neredeyse sabit olarak devam etmektedir.
5H ile 5I arasında killi seviyelerin 35 m'den 18 m'ye düştüğü bu durumda tek boyutlu analizlerde ivme değerinin arttığı ve 5I'da pik seviyeye ulaştığı görülmektedir. Ancak iki boyutlu analizde yamaçtan aşağıya doğru inerken fazla bir değişim görülmemektedir.

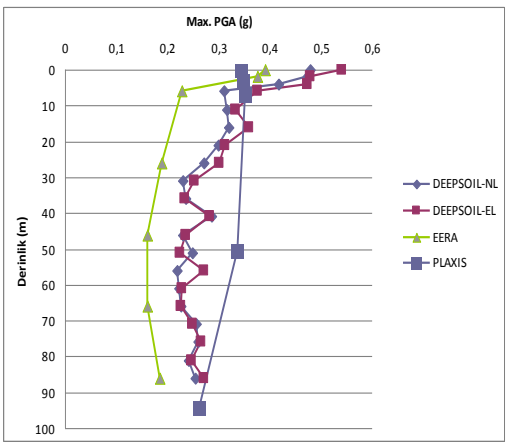
5I ile 5J (vadinin dibi ile tepe noktası) arasında 15 m olan dolgu tabakası kalınlığı 5 m'ye düşmekte, bu durumda tek boyutlu analizlerde ivme değeri de giderek azalmaktadır. İki boyutlu analizde ise yine yamaçtan aşağı inerken ivmede düşüş olduğu görülmektedir.

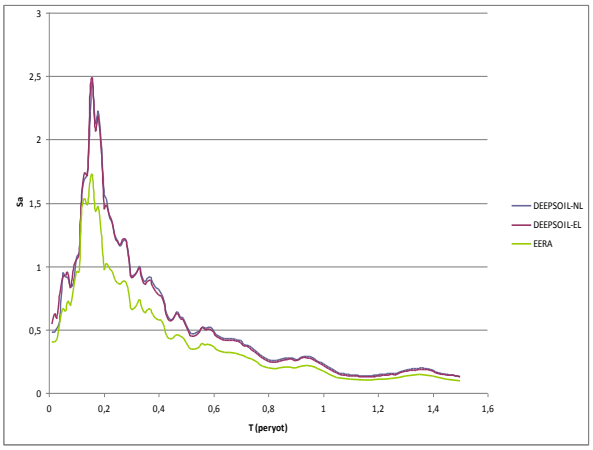
## 4.2 Pik İvme değerlerinin derinlikle değişimi

Tabaka sınırlarındaki değişimin incelenmesi amacı ile değişen tabaka sınırları boyunca seçilen noktalarda yapılan analiz sonuçları bir ve iki boyutlu analizlerle birlikte Şekil 3'te gösterilmiştir.

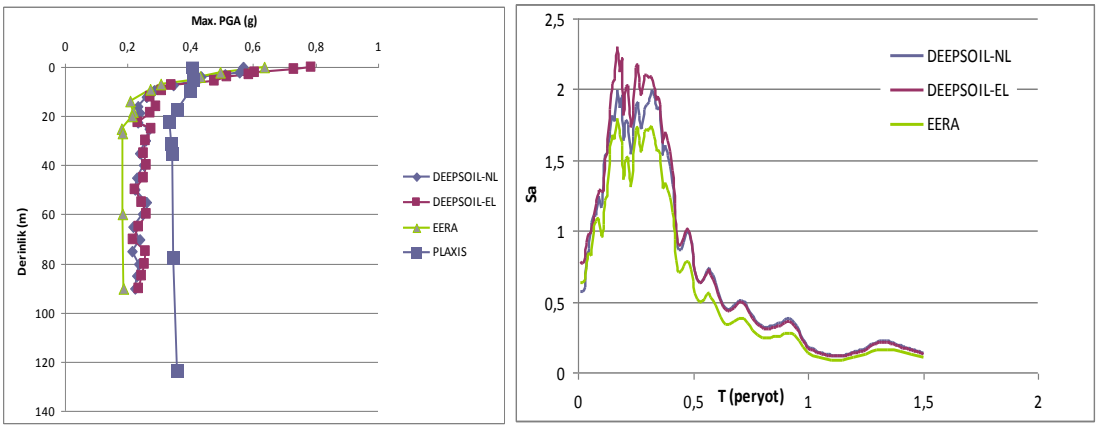
Vadi dibindeki 5E noktasında anakaya ve onun üzerinde 5m'lik dolgu tabakası bulunmaktadır. Derinlik analizinde Eera sonuçlarının daha düşük değerler verdiği görülmektedir. Anakayanın bulunduğu kısımlarda ivmede çok fazla bir değişim olmazken dolgu tabakasının başlaması ile birlikte hızlı bir artış gözlenmektedir. İki boyutlu analiz sonuçları ise değişmeyen bir davranış sergilemektedir. Spektral ivme-periyot grafiğinde ise Deepsoil sonuçlarının 2,5 değerinde pik yaptığı ve hakim periyot aralığının oldukça dar olduğu görülmektedir. Bunun nedeni dolgu tabakası kalınlığının ince olması olabilir. Tabaka kalınlığı arttıkça depremin etkime durumu daha fazla olmakta ve periyot aralığı artmaktadır.

5F noktası hemen hemen şevin ortasında bulunmakta ve 25 m kalınlığında kil tabakası ile 3 m'lik dolgu tabakasından oluşmaktadır. 5E noktası ile karşılaştırıldığında ivme değerinin derinlikle değişiminin çok daha fazla olduğu görülmektedir. Bunun nedeni kalın kil tabakası olabilir. İki boyutlu analiz sonucu ise anakayadan sonra yüzeye kadar 0,33 değerinden 0,40 değerine kadar çıkmaktadır. Spektral ivme-periyot grafiği 0,14-0,36 periyot aralığında en büyük spektral ivme değerini almakta hakim periyot aralığı olarak görülmektedir. Burada 25 m civarındaki kalın kil tabakasının deprem kuvvetinin daha fazla etkimesine neden olduğu ve tekrarlama süresini arttırdığı görülürken, 5E noktasındaki 5m kalınlığındaki dolgu tabakasının pik değeri daha büyük olsa da tekrarlama sıklığının olmadığı görülmektedir.




**5E**




**5F**

Şekil 3. Seçilen noktalar için Max. İvme-Derinlik ve Spektral İvme-Periyot grafikleri

## KAYNAKLAR

Haşal, E. (2009), "Topoğrafik Düzensizliklerin Zemin Büyütmesine Etkisi", İstanbul Teknik Üniversitesi, Master Tezi, İstanbul.

İnce, G.Ç. (2012), "Probabilistic Seismic Hazard Assessment of the Historical Penninsula of Istanbul", Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol:12, Number:11, pp.:3483-3493.

Kale, P. (2008), "Yerel Arazi Etkilerinin Bir ve İki Boyutlu Analizlerle İncelenmesi", Yıldız Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.

Özaydın, K., İnce, G. C., ve Yıldırım, M. (2005), "Seismic Micro-zoning and Geological-Geotechnical Structure of the Historical Peninsula (Istanbul)", 3.İstanbul ve Deprem Sempozyumu, 9-10 Haziran, 2005, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Istanbul Şubesi, 181–211, Istanbul.

Papageorgiou, A., Halldorsson, B. and Dong, G (2000), "TARSCHTS: Target acceleration spectra compatible time histories", University of Buffalo, Dept. of Civil, Structural and Environmental Engrg., NY.

# SİSMİK ZEMİN İYİLEŞTİRMESİ VE TAKİBİ: MARMARAY TÜP GEÇİDİ

## SEISMIC SUBSOIL STRENGTHENING AND MONITORING: MARMARAY SUBMERGED TUNNEL

**Ali PINAR[1], Ayşe EDİNÇLİLER[2], S. Ümit DİKMEN[3], Mustafa ERDİK[4]**

## ÖZET

Hem farklı davranışların tesbiti, hem zaman içerisinde muhtelif nedenlerle oluşabilecek davranış farklılıklarının gözlenmesi, hem de deprem esnasında tedbir amaçlı olarak kritik bazı sistemlerin devredışı bırakılması için yapılar, bilhassa kritik öneme haiz yapılar sürekli şekilde ve çoğu gerçek zamanlı olarak kayıt cihazları ile sürekli izlenmektedir. Bu çalışmanın amacı, yakın geçmişte inşaatı kısmen tamamlanarak işletmeye alınmış olan Marmaray projesinde bulunan acil müdahale ve erken uyarı sisteminin detaylı olarak tanıtmak ve bu sistemlerden bugüne dek elde edilmiş veriler hakkında bir değerlendirme yapmaktır.

**Anahtar sözcükler:** Deprem, erken uyarı, acil müdahale, Marmaray

## ABSTRACT

Monitoring the behavior of the structures is essential to identify changes in behavior and / or response of structures. It is also important that certain critical systems are safely shutdown during an earthquake. The objective of this study is to present the seismic monitoring and early warning system set in the recently commisioned Marmaray Submerged Tunnel Project.

**Keywords:** Earthquake, early warning, rapid response, Marmaray

[1] Prof. Dr. , Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Müh. ABD
[2] Doç. Dr. , Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Müh. ABD
[3] Doç. Dr. , Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Müh. ABD
[4] Prof. Dr. , Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Müh. ABD

# 1. GİRİŞ

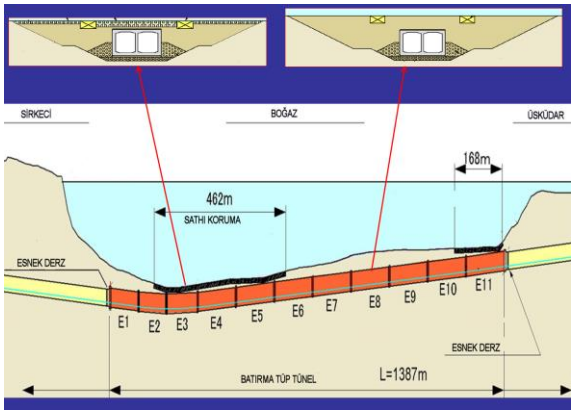
Newmark ve Rosenbluth, "Deprem Mühendisliği" (1971) başlıklı kitaplarının giriş kısmında "*Earthquakes systematically bring out the mistakes made in design and construction, even the minutest mistakes; it is this aspect of earthquake engineering that makes it an educational value far beyond its immediate objectives. If a civil engineer is to acquire fruitful experience in a brief span of time, expose him to the concepts of earthquake engineering, no matter if he is later not to work in earthquake country.*" diye yazmışlardır. Bu birkaç cümle deprem mühendisliğinin ne denli önemli ve bir o kadar da karmaşıklık içerdiğini özetle net bir şekilde ortaya koymaktadır. Hiç şüphesiz ki, deprem mühendisliğinin temel hedefi her zaman depremlerde oluşan can ve mal kayıplarının en aza indirilmesi, hatta bertaraf edilmesi olmuştur. Bu amaçla bir taraftan depremlerin oluş mekanizmaları, yarattıkları kuvvet ve enerji seviyeleri araştırılırken diğer yandan yapısal sistemlerin bu kuvvet ve enerjiye nasıl karşı koyacakları yönünde araştırmalar devam etmektedir. Ne var ki, Newmark ve Rosenbluth'un ortaya koyduğu gibi tasarım ve/veya uygulamada hatalar oluşabilmekte ve deprem esnasında su yüzüne çıkabilmektedir. Bu bağlamda bazı mühendislik kabulleri ile hazırlanan tasarımlar ile inşa edilen yapılar gerçek hayatta bazen bütüncül bazen kısmen farklı davranışlar sergileyebilmektedir. Hem farklı davranışların tesbiti, hem zaman içerisinde muhtelif nedenlerle oluşabilecek davranış farklılıklarının gözlenmesi, hem de deprem esnasında tedbir amaçlı olarak kritik bazı sistemlerin devredışı bırakılması için yapılar, bilhassa kritik öneme haiz yapılar sürekli şekilde ve çoğu gerçek zamanlı olarak kayıt cihazları ile sürekli izlenmektedir. İstanbul'da da bu amaçla kurulmuş olan yapısal sağlık izleme, acil müdahale ve erken uyarı sistemleri mevcuttur.

Bu çalışmanın amacı, yakın geçmişte inşaatı kısmen tamamlanarak işletmeye alınmış olan Marmaray projesinde bulunan acil müdahale ve erken uyarı sisteminin detaylı olarak tanıtmak ve bu sistemlerden bugüne dek elde edilmiş veriler hakkında bir değerlendirme yapmaktır. Bu bağlamda öncelikle İstanbul'daki acil müdahale ve erken uyarı sistemleri hakkında bilgi verilecek akabinde Marmaray'da kurulan sistem sunulacaktır. Ardından da Marmaray'da elde edilen verilerin bir özet değerlendirmesi yapılacaktır.

# 2. ZEMİN YAPISI VE ZEMİN İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

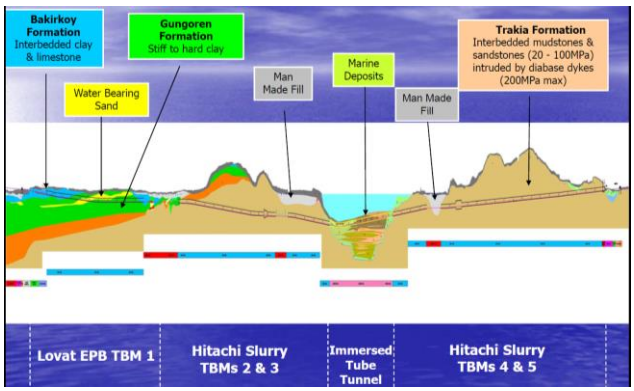
Deprem kuvvetleri gömülü yapılarda zemin deformasyonları, sismik yanal toprak basıncı, sıvılaşmaya bağlı kaldırma kuvveti, yamaç stabilitesizliğinden kalıcı yer deplasmanları, dalga yayılımından dinamik birim yer değiştirmelerin neden olduğu dinamik yer değiştirmeleri veya yanal yayılma hareketine neden olabilir. Tüneldeki sismik etkiler; fay yırtılması, heyelan, zemin sıvılaşması, zemin büyütmesi ve zemin davranışı etkileri olmaktadır. Bu nedenle, bölgedeki zemin şartlarının iyi bilinmesi ve gerekli görüldüğünde zeminin iyileştirilmesi önemlidir. Diğer yandan ise yapılan bu iyileştirmelerin performansının takibi ileride benzer problemlerin çözümüne çok kıymetli bilgiler aktaracaktır. İstanbul'un Anadolu ve Avrupa yakasında kesintisiz demiryolu ulaşımını sağlayan Marmaray Projesi kapsamında, Boğazın altında başlıca 1.4 km uzunluğunda batırma tünel, batırma tüneli yüzeydeki hatlara bağlayan delme tüneller (TBM & NATM), ve 3 yeraltı istasyonu bulunmaktadır. Yerleşim planı Şekil

1'de verilen en derin noktası yaklaşık 58 m. olan batırma tünel, dünyada bugüne kadar bu teknikle inşa edilmiş en derin tüneldir.

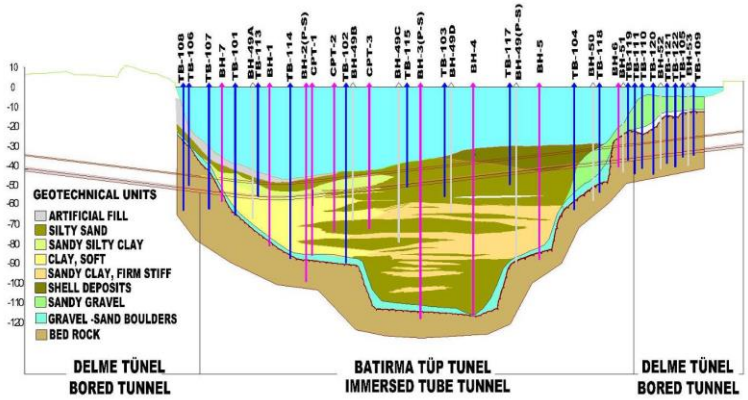



Şekil 1. Batırma Tünel'in Yerleşim Planı

Denizde ve karada gerçekleştirilen zemin araştırmalarının amacı, proje güzergahı üzerindeki zemin/kaya sınırlarının ve davranışlarının tespit edilmesi, projenin işletim süresince karşılaşma olasılığı yüksek Marmara Depremi'nde zeminlerin davranışlarının ve olası sıvılaşma zonlarının belirlenmesidir. Boğaz geçişinin jeolojisi Şekil 2'de batırma tünel güzergahının jeolojik profili ise Şekil 3'te verilmektedir.

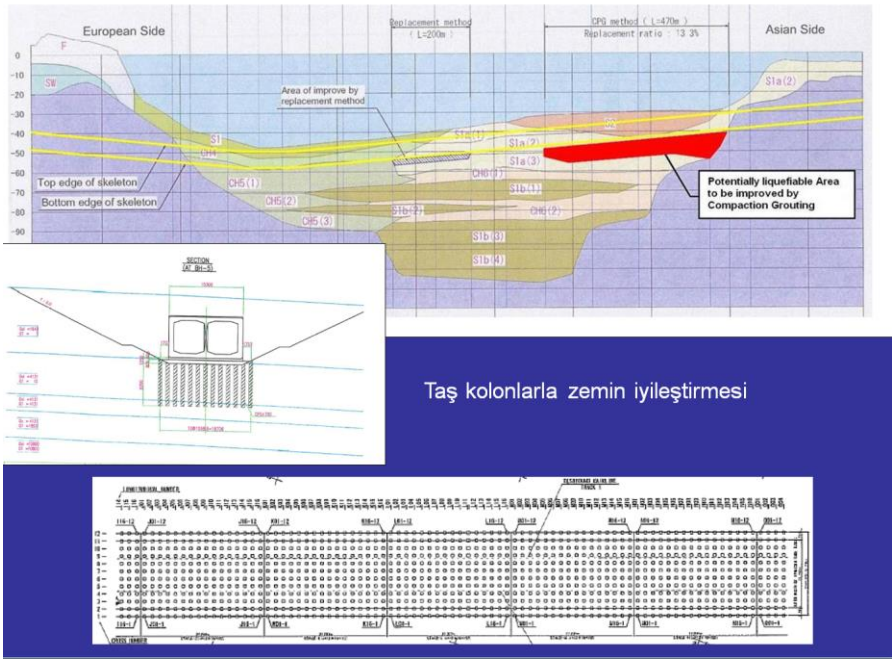



Şekil 2. Boğaz geçişinin jeolojisi




Şekil 3. Batırma Tünel Güzergahı Jeolojik Profili

Tünel tamamlandıktan sonra sıvılaşabilen bölümler kontrollü olarak tasarlanarak sıvılaşma riski olmayan dolgu malzemesi ile doldurulmuştur (Öztürk, 2011). Tünel altındaki sıvılaşan zemin tabakalarında ise Compaction Grouting (4 m'den derin tabakalarda) ve yer değiştirme yöntemiyle (4 m'den ince tabakalarda) zemin iyileştirmesi uygulanmasına karar verilmiştir. Hattın Üsküdar'a yakın bölümünde uzunluğu 470 m, derinliği 4~10 m arasında değişen bir zemin tabakasında sıvılaşma potansiyeli görülmüş ve bu zemin tabakasında Compaction Grouting (CPG) yöntemiyle zemin iyileştirmesi yapılmıştır. İyileştirme oranı %13.3'tür. Taş kolonlarla zemin iyileştirilmesi ise Şekil 4'te verilmektedir.




Şekil 4. Taş Kolonlarla Zemin İyileştirilmesi

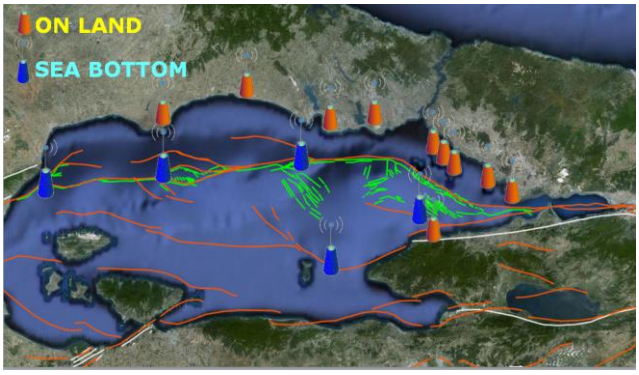
## 3. İSTANBUL ACİL MÜDAHALE VE ERKEN UYARI SİSTEMİ

Boğaziçi Üniversitesi tarafından 1998 yılında (1999 Kocaeli depreminden önce) yapılan İstanbul Deprem Acil Müdahale ve Erken Uyarı sistemi kurulması girişimleri, 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinden sonra, Bakanlar Kurulu'nun 5/4/2001 tarih ve 2001/2232 sayılı kararı ile gerçekleşmiştir.

Boğaziçi Üniversitesi-Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE) tarafından 10 Mayıs 2001 tarihinde kuruluş çalışmaları başlatılan "İstanbul Deprem Erken Uyarı ve Acil Müdahale" projesi, İstanbul Valiliği, Birinci Ordu Komutanlığı ve İstanbul Büyükşehir Belediye Başkanlığı'nın lojistik katkıları ile yürütülmektedir. Projenin tüm tasarımı ve teknik şartnameleri KRDAE - Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı tarafından hazırlanmıştır.

### 3.1 İstanbul Deprem Erken Uyarı Sistemi

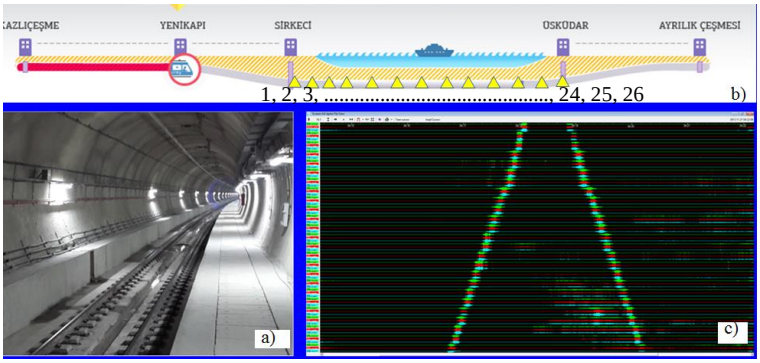
Aralık 2012 tarihine kadar çalışan bu sistem, İstanbul Valiliği ve Sentez Yer ve Yapı Mühendisliği Ltd. Şti'nin katkıları ile acil müdahale ve erken uyarı sistemi CMG-5TCDE olarak değiştirilmiştir. Sisteme 20 adet yeni cihaz eklenerek toplam, 120 adet acil müdahale ve 10 adet erken uyarı istasyonu yeniden kurulmuştur. Veri iletişiminde fiber kablolar kullanılarak veri iletişim hızı 2 - 4 milisaniye düzeyine çekilmiştir. Ayrıca, Marmara denizi tabanına yerleştirilen 5 adet OBS (Ocean Bottom Seismograph) sistemi de deprem erken uyarı ağına dahil edilerek toplam istasyon sayısı 15'e çıkartılmıştır (Şekil 5). Bu sismik ağın başlıca kuruluş amacı, İstanbul'da olabilecek hasar yapıcı bir deprem sonrasında olası kayıpların azaltılması ve acil müdahale ile kurtarma ekiplerine yardımcı olacak Hızlı Kayıp Haritalarını üretmektir (http://www.ew-istanbul.com/Icerik.aspx). Kuvvetli yer hareketi deprem şebekesinden gelen veriyi ELER programı kullanarak, hasar yapıcı bir deprem sonrasında hızlı sarsıntı haritalarını ve hasar dağılım haritalarını oluşturmaktadır. Deprem istasyonlarından KRDAE'deki ana veri merkezine GSM yoluyla veya fiber optik kablo ile aktarılan veriler, ana merkezde otomatik olarak değerlendirilmektedir. Sistem tarafından sürekli olarak 10 saniyelik (ayarlanabilir) zaman penceresi içinde en az 3 istasyon tarafından eşik seviyelerinin aşılıp (kabul) aşılmadığı kontrol edilmektedir. Seviye değerinin aşılmasının ardından kabullerin sağlanmasıyla deprem kararı verilir ve yazılım tarafından otomatik olarak alarm mesaj üretilir. Depremin tetiklenmesinde en büyük ivme değeri (PGA) veya Kümülatif Mutlak Hız (CAV) eşik seviyelerinden faydalanılır. Mevcut sistem ivme eşik seviyesine göre çalıştırılmaktadır. Hasar yaratabilecek bir depremle ilgili uyarı sinyali, deprem kaynak parametrelerine ve etkilenecek konumun koordinatlarına bağlı olarak saniyeler öncesinde verilebilecektir (Erdik ve diğ., 2003). Bir deprem olduğunda yer hareketi dağılım haritası (sarsıntı haritası) ve hasar dağılım haritası otomatik olarak oluşturulmakta ve İstanbul Valiliği-Deprem Araştırma Enstitüsü'ne, İstanbul Büyükşehir Belediyesi-Afet Koordinasyon Merkezi'ne ve Birinci Ordu Komutanlığı'na gönderilmektedir.




Şekil 5. İstanbul Deprem Erken Uyarı Sismik Ağında yer alan kuvvetli yer hareketi sismograflarının dağılımı (Turuncu renkli sembol: kara istasyonları; mavi renkli sembol: OBS sistemleri)

### 3.2 Marmaray Deprem Erken Uyarı Sistemi

KRDAE Deprem Erken Uyarı sismik ağı tarafından üretilen deprem erken uyarı sinyali Marmaray Tüplü Geçit Sistemi Kontrol Ünitesine gönderilmektedir. Marmaray tünelinin Boğaz'ın altında yer alan kısmına yerleştirilen 26 adet kuvvetli yer haraketi sismik gözlem istasyonları (Şekil 6) deprem erken uyarı amacıyla çalıştırılmaktadır. Bu şekilde, deprem erken uyarı amacı güden iki farklı sismik ağ kullanılmaktadır; bunlardan biri ***lokal sismik ağ (LSA)*** olarak adlandırılan ve Tüp içerisinde çalışan 26 adet sismik istasyon, diğeride ***bölgesel sismik ağ (BSA)*** olarak adlandırılan ve KRDAE tarafından çalıştırılan karada 10 adet ve denizde 5 adet olmak üzere toplam 15 sismik istasyondan oluşmaktadır. BSA ve LSA tarafından üretilen deprem erken uyarı sinyalleri yanlış alarm verilmesinin önüne geçmek maksadıyla üretilen sinyaller karşılaştırılmaktadır. Eşik-seviye prensibiyle çalışan her iki systemde yer hareketi belli bir eşik seviyesini aştığı durumlarda deprem erken uyarı sinyali üretilerek alarm verilmektedir. Alarm verilmesinin amacı, tünele yaklaşan trenlerin durdurularak tünele girişin önlenmesi, tünelde olan trenin yavaşlatılarak bir sonraki istasyonda durdurulması, tünelin kara ve deniz kısmında olan kapakların kapatılarak tünelin kara ve deniz kısımlarının birbirinden tecrit edilmesi gibi önlemlerin alınmasıdır.




Şekil 6. a) Marmaray Tüplü geçit sisteminin görüntüsü, b) tüp içinde kurulan ve 26 adet kuvvetli yer hareketi kayıtçısından oluşan lokal sismik ağının sarı üçgenler ile gösterimi, c) Avrupa-Asya ve Asya-Avrupa yönünde ilerleyen farklı iki trenin tüpten geçisi esnasında kaydedilen dalga şekilleri

## 4. SONUÇLAR

Teknolojik gelişmelere bağlı olarak insanoğlu daha karmaşık projeler gerçekleştirmektedir. Diğer yandan ise yapılan bu çalışmaların gerçek hayatta takibi ileride yapılacak yeni projelere ışık tutmaktadır. Bu çalışmada, çağımızın önemli ve karmaşık projelerinden olan İstanbul'un önemli ulaşım projesi Marmaray tüp geçidindeki zemin iyileştirme çalışmaları ve kurulmuş olan erken uyarı ve acil müdahale sistemleri tanıtılmıştır.

# KAYNAKLAR

Erdik, M, Y.Fahjan, O.Özel, H.Alçık, A.Mert, M.Gül (2003), Istanbul Earthquake Rapid Response and Early Warning System, Bulletin of Earthquake Engineering, vol.1, pp.157-163, Kluwer.

Newmark, N., Rosenbluth, E. (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall.

Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S. (2008), "Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesinde Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) Sönümlenme Yönteminin Uygulanması", Tübitak, Proje No: 104M387.

Özaydın, K. (2011), "Zemin Mekaniği", Birsen Yayınevi.

Özturk, M. (2011), Marmaray Projesi ve Boğaz Geçişi Kısmında Deprem Etkilerini Analizi ve Tasarım Esasları, Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, pp.1-14.

# BİR İNŞAAT SAHASINDA MEVCUT ŞEVLERİN PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ VE ÖNLEM ODAKLI KESİN TASARIMI

## PERFORMANCE EVAULATION OF EXISTING SLOPES AT A CONSTRUCTION SITE AND REMEDIATION ORIENTED FINAL DESIGN RECOMMENDATIONS: A CASE STUDY

**Ali Anıl YUNATCI[1], Habib Tolga BİLGE[2], Kemal Önder ÇETİN[3]**

## ÖZET

Bu çalışma ülkemiz sınırları dahilinde yapım süreci devam eden yüksek üretim kapasiteli bir enerji tesisine ait sahada karşılaşılan yerel şev yenilmesi vakası sonrasında talep edilen geniş kapsamlı şev performansı belirleme analizleri ve iyileştirme için alternatifli olarak geliştirilen çözüm yöntemlerini konu almaktadır. Oldukça dar takvimli bir iş programına sahip inşaat sahasında yüklenici tarafından gerçekleştirilen sınır çevre kazıları sırasında gerçekleşen yerel bir yenilme sonrasında işverenin talebi üzerine kapsamlı bir analiz süreci devreye alınmıştır. Buna göre tasarlanan iş programında çalışmanın önceki etaplarında gerçekleştirilmiş olan saha etüt çalışmalarından elde edilen verilerden yola çıkılarak makaslama dayanımı parametreleri belirlenmiş, saha yer altı suyu durumu tetkik edilmiş ve mevcut performansı belirlemeye yönelik limit denge esaslı şev stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın ikinci evresinde ise alternatifli olarak belirlenen çözüm önerileri arasında güvenlik ve maliyetle birlikte mevcut lojistik koşullar da optimizasyon denklemine dahil edilerek ağırlıklı olarak taş duvar uygulaması tercih edilmiş, yer yer yeniden şevlendirmeyle rehabilitasyon tasarımı evresi detaylandırılmıştır. Geliştirilen çözümde ek kazı/dolgu hacimlerini asgaride tutacak, güvenli ve inşaat süreçlerini gözeten unsurlar ön planda tutulmuştur.

**Anahtar sözcükler:** Şev stabilitesi, taş duvar, limit denge analizi

## ABSTRACT

This study focuses on the design proposal for assessing and improving the slope stability conditions at a high capacity power plant site under construction within national borders. A

[1] Dr. İnşaat - Geoteknik Mühendisi, Geodestek Zemar Ltd. Şti., ayunatci@geodestek.com
[2] Dr. İnşaat - Geoteknik Mühendisi, Geodestek Zemar Ltd. Şti., htbilge@geodestek.com
[3] Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, ocetin@metu.edu.tr

thorough vulnerability study and solutions using alternatives was requested upon experiencing a local slope failure at the site on the excavated border slopes. The construction was reported to be progressing at a very tight schedule and interruption to the plant area during any remedial process at the slopes forming the civil borders of the site had to be kept at a minimal level. Due to time constraints, site investigation and laboratory data readily available from former studies were utilized to assess the shear strength parameters and idealized site profiles. Limit equilibirum analyses were carried out using the idealized in-situ conditions in order to assess the actual safety factors without any remediation measures. Second phase of the study was concentrated on developing alternative methods to improve the slope stability at the site; with special emphasis on balancing safety, cost and constructability factors. Final decision made by the client was towards utilization a combination of using masonry wall systems and resloping to lower angles.

**Keywords:** Slope stability, masonry wall, limit equilibrium analysis

# 1. GİRİŞ

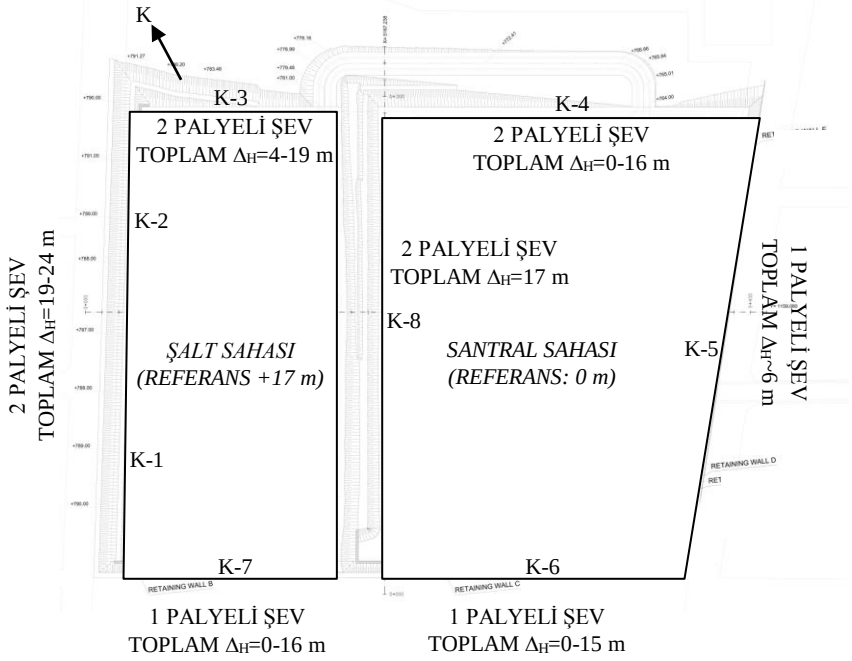
Ülkemiz sınırları dahilinde yapım süreci devam eden yüksek üretim kapasiteli bir enerji tesisine ait çalışma sahasında kademeli olarak iki farklı kotta teşkil edilen şalt ve santral platform seviyelerini hem tesis içinde, hem de tesisin dış sınırlarını teşkil edecek şekilde çevreleyen, mülkiyet sınırları dolayısıyla yeniden konumlandırma veya şevlendirme seçenekleri yok denecek kadar az olan (azami 3 m mertebesinde sınırlı) ve yükseklikleri yer yer toplamda 17 m'yi aşan iki kademeli şevli kazıların toplam boyuna uzunluğunun 1600 m mertebesinde olduğu saptanmıştır. Kazı cephelerine ilişkin temel veriler Şekil 1'de sunulmuştur. 17 m'lik kazı yüksekliklerinin 10 m ve 7 m lik iki aşamada kazıldığı ve palye genişliklerinin maksimum 3 m olduğu raporlanmıştır. Projenin K-5 cephesinde yapılan dolgu sonrası; proje kapsamında yeniden düzenlenen ulaşım yolu kotuna göre şevlendirilen bir bölge daha bulunmaktadır. Çalışma sahasında genel olarak şevlerin 1Y:1D eğimle kazıldıkları saptanmış; arazi sınırlarının santral sahasına oldukça yakın olmasından dolayı K-6 ve K-7 cephelerinde yer yer 50-55 dereceye varan şev açılarının olduğu belirlenmiştir. İşveren tarafından projenin yaklaşık kuzey cephesinde bulunan K-2 ile K-3 birleşim bölgesinde kazıdan belirli bir zaman sonra yerel yenilmelerin gözlendiği; beraberinde yeraltı suyu deşarjının olduğu ve yenilme bölgesine yakın kazı aynalarında nem gözlendiği bildirilmiş ve enerji santrali sahasındaki tüm şevlerin güvenliğinin mevcut saha etüt verileri ışığında tekrar değerlendirilmesi, gerekirse önlem alınması talep edilmiştir.

# 2. SAHA ARAŞTIRMA VERİLERİ VE İDEALİZE PROFİLLER

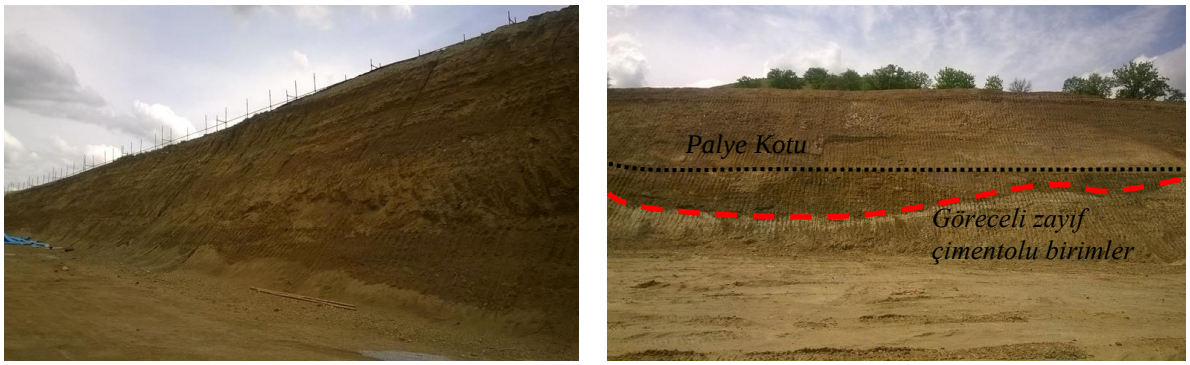
## 2.1. Santral Sahası ve Zemin Etüt Çalışmaları

Tarafımıza iletilen zemin araştırma raporlarında kısa ve uzun dönem şev stabilitesine yönelik modellemelerin ve değerlendirmelerin göreceli olarak kısıtlı olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Çalışma sahasında santral platformunda 28 adet, şalt sahasında ise 4 adet sondaj kuyusu

açılmıştır. Özellikle şalt sahasındaki sondajların genel profili yansıttığı sonucuna ulaşılmakla birlikte profillerde yer yer görülen ve kazı aynalarından takip edilebildiği kadarıyla mekana göre hayli değişkenliğe sahip griftli yapıları temsil etmekten uzak olduğu ifade edilebilir.

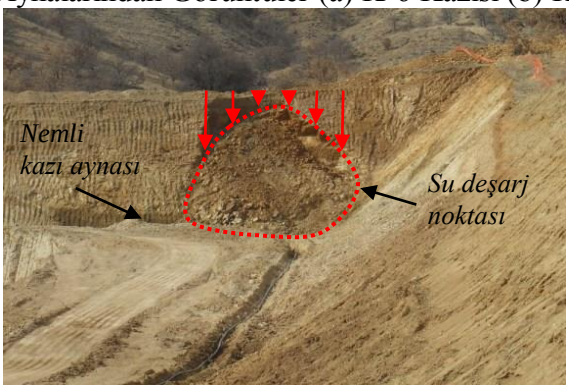



Şekil 1. Çalışma Sahasına Ait Basitleştirilmiş Plan




(a) (b)

Şekil 2. Kazı Aynalarından Görüntüler (a) K-6 Kazısı (b) K-1/K-2 Kazısı




Şekil 3. K-2 ile K-3 Birleşimindeki Yerel Yenilme

Çalışma sahasında karşılaşılan yerel jeolojik birimlerin Pliyosen yaşlı birikintiler ve nehir depozitleri olduğu raporlanmıştır. Oluşturulan iş programında çalışmanın önceki etaplarında gerçekleştirilmiş olan saha etütlerinden elde edilen verilerden yola çıkılarak idealize geoteknik profiller geliştirilmiştir. Sahada ağırlıklı olarak çakıllı kum ve kumlu çakıllar; yer yer siltli veya killi kumlu çakıl, siltli kum, killi çakıllı kum birimleri bulunmaktadır (Çizelge 1). Platform seviyeleri baz alındığında yüzeyden itibaren 16-17 m derinliklerde kil, siltli kil, kumlu kil ve çakıllı kumlu kil olarak tariflenen zeminlerle karşılaşmak mümkündür; ancak görüleceği üzere bu birimlerin mevcut kazı aynalarındaki birimlerin şev stabilitelerine tesirleri bulunmamaktadır. Laboratuvar deney verisine istinaden kum veya çakıl olarak sınıflandırılmış zeminlerde ince dane oranları %1 - %47 arasında değişkendir (ortalama %20).

Çizelge 1. Laboratuvar Deneyine Tabi Tutulan Numuneler İçin Zemin Sınıfları

| No | USCS Sınıfı | Sayı ve Yüzde |
|---|---|---|
| 1 | GW-GP | 3 (2.75%) |
| 2 | GM, GW-GM, GP-GM | 22 (20.18%) |
| 3 | GC | 17 (15.60%) |
| 4 | SM | 31 (28.44%) |
| 5 | SC | 25 (22.94%) |
| 6 | CL-CH | 11 (10.09%) |

Şalt sahasında yapılan sondajlarda yeraltı suyunun şalt sahası platform seviyesinden 1 ile 6 m derinde; santral sahasında yapılan sondajlarda ise 13 ile 25 m derinlikte bulunduğu raporlanmıştır. Özellikle şalt sahası kuzeyinde K-2/K-3 birleşimine en yakın sondaj kuyusunda ölçülen sondaj kuyusu su seviyesi 1 m derinliğe sahiptir. Söz konusu bölgede yenilme sonrası deşarj miktarının azalması, şalt sahasıyla santral sahasını bağlayan 17 m yüksekliğindeki platformdaki kazı aynalarında herhangi bir nem veya birikme gözlenmemesi nedeniyle bu seviyelerin kararlı yeraltı su seviyesini temsil etmedikleri düşünülmektedir.

## 2.2. Tasarım Kriterleri ve Güvenlik Faktörleri

Çalışma sahasında limit denge yöntemleriyle analizleri yapılan kesitler için USACE (2003), USBR (1987) ve FERC (1991) tarafından tariflenen ve USSD (2007) teknik rehberinde özetlendiği üzere "inşaat" sonu yükleme koşullarıyla uyumlu olarak güvenlik katsayıları statik durumda 1.3, depremli durum analizlerindeyse 1.1 olarak seçilmiştir; ve bu koşullar altında global şev yenilmelerine izin verilmemesi; tek palyeyi içerecek yüzeysel dökülmelerin ise kabul edilebilir performans kriterleri içinde yer almasına karar verilmiştir. Limit denge analizleri esnasında Eurocode Yaklaşım 1'de tariflenen Kombinasyon 1 ve 2 uyarınca yapılan deneme analizlerinin ortaya koyduğu sonuçların konvansiyonel yaklaşımla oldukça benzeştiği yargısına ulaşılmıştır.

Depremli durum limit denge analizleri için yatay ivme katsayısının seçilmesi amacıyla yürürlükte olan DLH (2008) deprem tehlike haritasından elde edilen (475 yıllık tekerrür süresine sahip maksimum yatay yer ivmesinin yarısı esas alınmıştır) ve Karayolları Teknik Şartnamesi (2013) tarafından sunulan şev stabilite analizlerinde kullanılacak deprem

katsayıları haritası uyarınca 0.07 g değeri dikkate alınmıştır. Bu değer, 1. derece deprem bölgesinde yer alan çalışma sahası için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) tarafından öngörülen maksimum yatay ivme mertebelerinin altında seyretmektedir.

# 3. LİMİT DENGE ANALİZLERİ

Söz konusu sahada özellikle kum ve çakıl dane boyutunun ağırlıkta olduğu zeminler için makaslama dayanımı parametrelerinin belirlenmesine yönelik laboratuvar deneyi teşebbüslerinin eksikliği hissedilmiş; ancak yine de drenajlı durum limit denge analizlerinde sonuçlar üzerinde büyük hassasiyete sahip c' (efektif kohezyon) değerinin mertebesi hakkında geri analiz olarak da nitelendirilebilecek hassasiyet çalışmalarıyla en iyi tahminde bulunmak için itinalı bir çalışma yürütülmüştür. Netice itibariyle benzer birimler için saha genelini temsil ettiği düşünülen c'= 5 kPa değeri ve literatürdeki SPT-N korelasyonlarınca belirlenen içsel sürtünme açısı değerleriyle önlem alınmamış ve her kesimde kritik yüksekliğe sahip temsili şevler için saha genelinde toplam 8 adet profil geliştirilmiş ve statik yükler altında güvenlik faktörlerinin 0.95 ile 1.20 arasında değiştiği, depremli yükleme koşulları altında bu değerlerin 0.89 - 1.06 arasında seyrettiği belirlenmiştir. Bölüm 2.2'de tariflenen güvenlik kriterleri doğrultusunda yapılan limit denge analizlerinde aşağıda özetlenen sonuçlara ulaşılmıştır:

i) Mühendislik dolgusuyla teşkil edilen bazı bölgeler için (K-5 kısmı) sınırlı veriye istinaden Pierce ve diğ. (2011) tarafından önerilen parametre setleri üzerinde bir hassasiyet çalışması yapılmış ve güvenlik faktörlerinin değiştiği aralık bandı belirlenmiştir. Buna göre santral sahasındaki üstyapı yüklerinin de dahil edildiği analizlerde ilgili kısım için 1D:2Y eğimle şevlendirme yapılması öngörülmüş; statik durumdaki güvenlik faktörleri 1.42-1.46 arasında değişmiştir. Benzer şekilde depremli durum analizlerinde güvenlik faktörleri 1.21-1.24 aralığında değişmektedir.

ii) K-3 ve K-4 cephelerinde fiziksel olarak genişleme imkanı bulunan cepheler olduğu gözlemlenmiş; bu doğrultuda stabil bulunmayan şevlerin 2D:3Y oranında ve asgari 3 m'lik palye genişlikleriyle yatırılması önerilmiştir. İyileştirilmiş durumda statik yükler altında hesaplanan güvenlik faktörleri 1.62 mertebesine ulaşmıştır.

iii) K-1, K-2, K-6, K-7 ve K-8 cephelerinde ilk alternatif olarak 50 cm çaplı fore kazıklarla konsol olarak kademeli teşkil edilmiş bir iksa sistemi üzerinde yapılan hesaplamalarda statik yükler altında güvenlik faktörlerinin 1.5 veya üstü olarak sağlandığı sonucuna ulaşılmıştır. Ancak yapılan değerlendirmelerde işveren tarafından söz konusu imalatın ihale edilme süreci, fore kazık imalatı için gerekli ekipmanın dar sayılabilecek palyeler üzerinde güvenli bir şekilde çalışabilmesi için tercih edilir şartların bulunmadığı ve palyelerin tekrar düzenlenmesi için gerekecek ek kazı-dolgu işlerinden kaçınmak amacıyla bu alternatif terk edilmiştir.

Söz konusu cepheler için Karayolları Teknik Şartnamesi (2013) uyarınca genelde 4 m net yüksekliğe sahip, yer yer 6 m'ye ulaşan yüksekliklerde taş duvar ile tahkimat yapılması yönünde çözüm geliştirilmiş ve önlemli koşullar altında statik yükler için 1.32 ile 1.49 arasında güvenlik faktörlerine erişilmiştir (Şekil 4).

## 4. SONUÇLAR

Söz konusu projede çalışma sahasındaki şev performansını geliştirmek üzere yapılan tasarım çalışmaları sırasında olası güvenli alternatifler arasında kararı belirleyen ana unsur inşaat aşamalarının ve toplam sürenin optimizasyonu, çalışma güvenliğinin sağlanması, mevcut şevlere asgari derecede müdahale edilerek imalat gerçekleştirilmesi, sahada başlaması planlanan diğer imalat kalemlerine engel teşkil edilmemesi gibi yan faktörler olmuştur. Saha zeminlerini desteklemek için projelendirilen taş duvarların kaya dolgu olarak seçilen geri dolgu malzemesinin oluşturulması sırasında geçici olarak 70 derece veya yakın açılarla 4 m yüksekliğe kadar kazılan şevler teşkil edilmesi durumunda kısa dönem şev performansı genel anlamda tatminkar olsa da; göreceli olarak zayıf çimentolu zeminlerin yoğunlaştığı kazı aynalarında kısalan geçici stabilite süreleri nedeniyle global şev stabilitesi açısından kritik bulunmayan çökme tipi yerel yenilmelerin meydana gelmemesi amacıyla saha sorumlularının yakın takibi ile güvenlik önlemlerinin arttırılmasının gerekliliği vurgulanmıştır.

Şekil 4. Taş Duvar İmalatından Bir Kesit

## KAYNAKLAR

DLH (2008), "Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem TeknikYönetmeliği", T.C. Ulaştırma Bakanlığı Demiryollar, Limanlar, Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü.

FERC (1991), "Chapter IV, Embankment Dams, Federal Energy Regulatory Commission"; http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap4. PDF adresinden erişilebilir

Karayolları Genel Müdürlüğü. (2013), "Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi", Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, Temmuz 2005.

Pierce, C. E., Gassman, S.L., Ray, R. P., (2011), "Geotechnical Materials Database For Embankment Design And Construction, University Of South Carolina, Dept. Of Civil And Environmental Engineering", Final Report Submitted To The South Carolina Department Of Transportation And The Federal Highway Administration

T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Deprem Araştırma Dairesi, http://www.deprem.gov.tr

United States Society on Dams. (2007), "Strength of Materials for Embankment Dams", A White Paper prepared by the USSD Committee on Materials for Embank. Dams.

US Army Corps of Engineers (2003), "Engineering and Design: Slope Stability." Engineer Manual 1110-2-1902.

USBR (1987). "Design Standards No. 13, Embankment Dams, Chapter 4. Static Stability Analyses"; National Technical Information Service'den erişilebilir.

# YEREL ZEMİN KOŞULLARININ SPEKTRAL İVMEYE ETKİSİ

EFFECT OF LOCAL SITE CONDITION TO SPECTRAL ACCELERATION

**Recep İYİSAN[1], M. Emre HAŞAL[2]**

## ÖZET

Depremler sırasında ana kayada oluşan ivme değeri, yüzeye gelindiğinde yerel zemin koşullarına bağlı olarak değişebilmektedir. Zemin büyütmesi olarak bilinen bu olay geoteknik deprem mühendisliğinin önemli konularından birini oluşturmaktadır. Belirli bir sönüm oranı, rijitlik ve kütleye sahip sistemlerin kuvvetli yer hareketi etkisinde gösterdiği tepkinin zamana bağlı değişiminin ivme cinsinden hesaplanan en büyük mutlak değerine spektral ivme adı verilmektedir. Depreme dayanıklı yapı tasarımında, deprem yüklerinin belirlenmesi için genel olarak spektral ivme katsayısı esas alınmaktadır. Bu çalışmada, yerel koşullarının spektral ivmeye etkisini incelemek amacıyla seçilen bir modelde zemin kesitinde yüksek plastisiteli kil ve siltli kum tabakasının olması durumu için, altı farklı anakaya deprem hareketi ile bir (*1D*) ve iki boyutlu(*2D*) dinamik analizler yapılmış, yüzeyde belirlenen 19 farklı noktada her deprem ivmesi için ivme spektrumları elde edilmiş ve ivme spektrumlarının mesafeye bağlı değişimleri incelenmiştir. Üst tabakanın kil olması hali için *2D/1D* spektral ivme oranlarının yüksek frekanslarda en büyük değerini aldığı, ova ortasına doğru *1D* ve *2D* analiz sonuçları arasındaki farkın azaldığı belirlenmiştir.

**Anahtar sözcükler:** Zemin büyütmesi, *1D* ve *2D* dinamik analiz, spektral ivme oranı

## ABSTRACT

The bedrock acceleration value on the ground surface can vary depending on local soil conditions during earthquakes. This event known as soil amplification is one of the important topics in geotechnical earthquake engineering. The maximum absolute value of the acceleration-time history response of a single degree of freedom system subjected to earthquake excitation is named as spectral acceleration. In earthquake-resistant design, the determination of earthquake forces is generally based on spectral acceleration coefficient. In this study, in order to investigate the effects of the local soil conditions to the spectral

[1] Prof. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Mühendisliği, iyisan@itu.edu.tr
[2] Dr., Müh., Bursa Büyükşehir Belediyesi, İmar ve Şehircilik Dairesi, İmar Uygulama Şube Müd., murat.hasal@bursa.bel.tr

acceleration, *1D* and *2D* dynamic analyses were performed for the two separate cases of the top basin layer as being high plasticity clay or silty sand by using six different accelerograms applied at the bedrock, and the obtained results were compared.
**Keywords:** Soil amplification, *1D* and *2D* dynamic analysis, spectral acceleration ratio

# 1. GİRİŞ

Yakın geçmişte ülkemizde ve dünyada yaşanan büyük depremlerde oluşan yapısal hasarlar ve aletsel ölçümlerle yüzeyde alınmış ivme kayıtları, yerel zemin koşullarının kuvvetli yer hareketi özelliklerini önemli ölçüde etkilediğini ortaya koymaktadır. Bu konuda ilk önemli bilgilere 1957 yılında San Francisco Depremi sırasında alınmış olan ivme kayıtlarının incelenmesiyle ulaşılmıştır. Bir deprem sırasında yakın bölgelerde alınmış ivme kayıtlarının frekans içeriklerinin birbirinden farklı olmasının sebebinin, kayıt alınan bölgelerdeki yerel zemin koşullarında gözlenen değişimler olduğu belirtilmiştir (Kramer, 1996). Bir sahada yerel koşullara bağlı olarak oluşabilecek zemin büyütmesinin belirlenmesi, geoteknik deprem mühendisliğinin önemli konularından birini oluşturmaktadır. Anakaya seviyesinde bir kaynaktan açığa çıkan enerjinin oluşturduğu sismik dalgalar yayılımları sırasında, içinden geçtikleri ortamların özelliklerinden etkilenmekte; süre, frekans ve genliklerinde değişimler olabilmektedir. Deprem dalgalarının yüzeye yakın zemin tabakaları içinden geçerken genliklerinde meydana gelen artış zemin büyütmesi olarak tanımlanmaktadır. Zemin büyütmesi anakaya derinliği, zemin tabakalarının kalınlığı, cinsi ve dinamik özellikleri, tabakaların yanal süreksizliği ve topografik özellikler gibi yerel koşullardan etkilenmektedir (Athanasopoulus vd., 1999; Bakır vd., 2002; İyisan ve Khanbabazadeh, 2013). Ova vadi gibi yatay yönde sınırlı genişliğe sahip oluşumların kenarlarında yüzey dalgaları meydana gelmekte, yer hareketinin frekans içeriği kenardan olan uzaklığa bağlı değişmekte, kuvvetli yer hareketinin etkin süresi de artmaktadır. Dolayısıyla zemin yüzeyinde hesaplanan spektral ivmeler zemin cinsi ve dinamik özellikleri ile deprem dalgasının hakim periyodu ve genliğine bağlı olmakla birlikte, deprem hareketi karşısındaki davranışı bulunacak yerin ova içindeki konumu da önemli rol oynamaktadır. Ayrıca topografik düzensizliklere sahip yamaç ve tepelerde kuvvetli yer hareketinin şiddeti artabilmektedir (Haşal ve İyisan, 2004; 2009; İyisan ve Haşal, 2007, 2011; Zhang ve Zhao, 2009).

Bu çalışmada, yerel zemin koşullarının zemin büyütmesine etkisini incelemek amacıyla tepe ve ovadan oluşan bir model seçilmiş, ova bölgesinde zemin kesitinin en üstünde yüksek plastisiteli kil ve siltli kum tabakasının olması durumu için, altı anakaya depremi kullanılarak bir (*1D*) ve iki boyutlu (*2D*) dinamik analizler yapılmıştır. Yüzeyde 19 farklı noktada her deprem ivmesi için elde edilmiş ivme zaman geçmişleri ve ivme spektrumlarının mesafeye bağlı değişimleri incelenmiştir. Üst tabakanın kil olması durumunda *2D/1D* spektral ivme oranlarının yüksek frekanslarda en büyük değerini aldığı, ova ortasına doğru *1D* ve *2D* analiz sonuçları arasındaki farkın azaldığı belirlenmiştir.

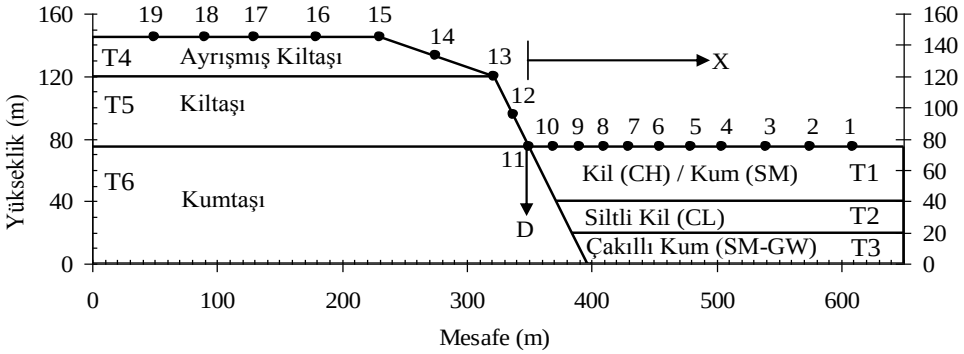
## 2. SPEKTRAL İVME KAVRAMI

Belirli bir sönüm oranı, rijitlik ve kütleye sahip tek serbestlik dereceli sistemin kuvvetli yer hareketi karşısında gösterdiği tepkinin zamana bağlı değişiminin ivme cinsinden hesaplanan en büyük mutlak değerine spektral ivme adı verilmektedir. Tek serbestlik dereceli sistemin farklı hakim periyotlara sahip olması halinde spektral ivme değerlerinde meydana gelen değişim ise göreli ivme spektrumunu oluşturmaktadır. Göreli ivme spektrumunda farklı rijitliğe sahip sistemler için verilmiş spektral ivme değerlerinin yer hareketine ait en büyük mutlak ivme değeriyle toplanmasıyla elde edilen spektrum ise mutlak ivme spektrumu olarak tanımlanmaktadır.

Tek serbestlik dereceli sisteme etkiyen en büyük taban kesme kuvvetinin elde edilmesinde mutlak ivme spektrumundan faydalanılır (Kramer, 1996). Çok serbestlik dereceli binaların deprem kuvvetlerine karşı hesabında kullanılan eşdeğer deprem yükü ve mod süperpozisyonu yöntemlerinde; farklı kuvvetli yer hareketi kayıtlarının analiziyle hesaplanan elastik mutlak ivme spektrumlarının istatistiksel açıdan değerlendirilmesiyle elde edilmiş olan elastik tasarım ivme spektrumları kullanılmaktadır. Depreme dayanıklı yapı tasarımı kapsamında deprem yüklerinin belirlenmesi için ülkemizde geçerli olan yönetmelikte, spektral ivme katsayısı $A(T)$ esas alınmaktadır. Bu katsayı; belli bir sönüm oranı için ana kayadaki deprem hareketi şiddeti ile yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılan dinamik analizler sonucu elde edilen elastik ivme spektrumunun, yerçekimi ivmesine göre normalleştirilmiş haline karşılık gelmektedir. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)'de spektral ivme katsayısı, $A(T) = A_0\ I\ S(T)$ bağıntısı ile verilmektedir. Burada $A_o$ etkin yer ivme katsayısı, $I$ yapı önem katsayısı ve $S(T)$ spektrum katsayısıdır. Görüldüğü üzere spektrum katsayısı üstyapıya etkiyen deprem yüklerinin belirlenmesinde önemli bir parametredir. Bu nedenle sahaya özel ivme spektrumlarının belirlenebilmesi için öncelikle, zemin tabakalarının ana kayadaki tasarım deprem hareketine karşı verdiği tepki frekans veya zaman ortamında belirlenerek yüzey hareketi elde edilmekte, sonrasında ise yapıların deprem hareketi karşısındaki davranışının analizinde kullanılacak tasarım spektrumları oluşturulmaktadır.

## 3. YÖNTEM

Çalışma kapsamında kesiti Şekil 1'de verilen tepe ve ovadan oluşan bir model kullanılmıştır. Ova kesiminde alt tabakalar aynı kalırken üst tabaka kil ve kum olarak değişmektedir. Tepe bölgesi kaya tabakalarından oluşmakta ve en üstünde ayrışmış kayaç bulunmaktadır. Modelin ova bölgesinde en üst tabakanın kum ve kil olması durumundaki davranışı, ova ve tepe kesiminde yüzey üzerinde gösterilmiş olan toplam 19 ayrı noktada yapılan bir ve iki boyutlu dinamik analizlerle incelenmiştir.



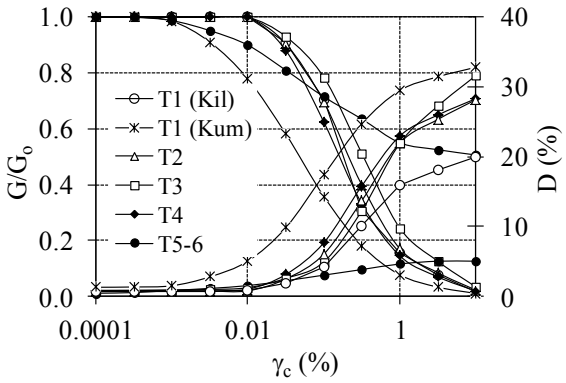

Şekil 1. Dinamik analizler için seçilen modeli geometrisi ve zemin kesiti

Bir boyutlu dinamik analizlerde sonlu farklar yöntemine dayanan ve eşdeğer lineer malzeme modeli ile çalışan EERA yazılımı, iki boyutlu dinamik analizlerde ise frekans ortamında çalışan Flushplus sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. İki boyutlu dinamik analizlerde model, anakaya seviyesinde düzlem içinde her iki doğrultuda mesnetli olarak tutulmuştur. Yatayda sonsuza uzandığı varsayılan zemin tabakalarının etkisi düşey sınırlarda viskoz sönümleyiciler kullanılarak modellenmiştir. Yapılan bir ve iki boyutlu dinamik analizlerde, zemin tabakalarının kuvvetli yer hareketine bağlı lineer olmayan davranışı eşdeğer lineer yaklaşımla modellenmiştir. Tabakalara ait başlangıç dinamik özellikler ova ve tepe bölgesi için Çizelge 1'de verilmiştir. Çizelgede parantez içinde verilen değerler kum tabakasına aittir.

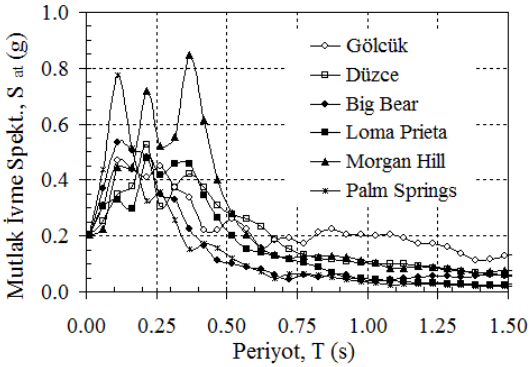
Çizelge 1. Zemin tabakalarının başlangıç dinamik özellikleri

| Özellik | Ova Bölgesi | | | Tepe Bölgesi | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | T1 | T2 | T3 | T4 | T5 | T6 |
| Kayma Dalgası Hızı, $V_s$ (m/s) | 235 | 475 | 700 | 400 | 700 | 1200 |
| Birim Hacim Ağırlık, $\gamma$ (kN/m$^3$): | 19.0 | 20.0 | 21.0 | 18.0 | 20.0 | 22.0 |
| Kayma Modülü $G_{maks}$ (MPa): | 106 | 450 | 980 | 288 | 980 | 3168 |
| Elastisite Modülü $E_o$ (MPa): | 300 (260) | 1215 | 2548 | 766 | 2548 | 7920 |
| Poisson Oranı, $\nu$ | 0.45 (0.30) | 0.35 | 0.30 | 0.33 | 0.30 | 0.25 |

Tabakalara ait kayma modülü ve sönüm oranının kayma deformasyonu ile değişimi, tabakaların etkisinde kaldığı efektif çevre gerilmeleri de dikkate alınarak Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından önerilen bağıntılardan elde edilmiş ve Şekil 2'de verilmiştir. Şekil 3'te ise dinamik analizlerde kullanılan depremlere ait ivme spektrumları yer almaktadır. İvme kayıtları uygun frekans sınırları içerisinde filtrelenmiş ve taban düzeltmeleri yapılmıştır. Seçilen model üzerinde yapılan dinamik analizlerde kullanılan en büyük anakaya ivmesi, deprem büyüklüğünün 7.4, odak derinliğinin yaklaşık 15 km ve merkezüstü uzaklığının 20 km olduğu kabul edilerek Özbey vd. (2004) tarafından ülkemiz için geliştirilmiş azalım ilişkisi yardımıyla hesaplanmıştır. Bu hesaplama sonucunda modele etkiyecek anakaya ivmesi 0.2 g olarak elde edilmiş ve seçilen tüm deprem kayıtları en büyük ivmeleri bu değer olacak şekilde ölçeklendirilmiştir.



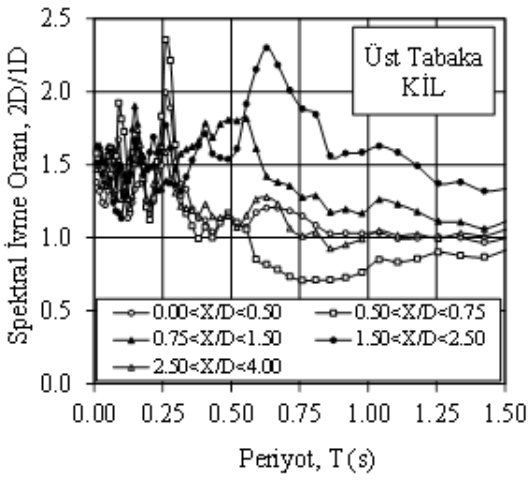

Şekil 2. Kayma modülü ve sönüm oranının kayma deformasyonu ile değişimi



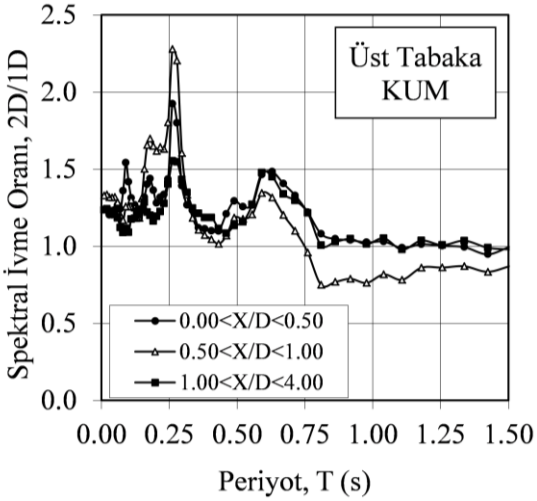

Şekil 3. Dinamik analizlerde kullanılan depremlere ait ivme spektrumları

## 4. SPEKTRAL İVME ORANLARI

Seçilen modelin yüzeyindeki 19 ayrı noktada yapılan iki boyutlu analizlerden farklı deprem kayıtları için elde edilen ivme spektrumlarının ortalamaları (*2D*), bir boyutlu analizlerden hesaplanan mutlak ivme spektrumlarına (*1D*) oranlanarak bir karşılaştırma yapılmıştır. Ayrıca ova kesiminde üst tabakanın kil ve kum olması durumu için spektral ivme oranlarının (*2D/1D*) periyot ve *X/D* ile değişimi ise Şekil 4 ve Şekil 5'te gösterilmiştir. Burada *X* ova başlangıcından itibaren yatay mesafe, *D* ise derinliktir.




Şekil 4. Üst tabakanın kil olması durumu için spektral ivme oranlarının değişimi




Şekil 5. Üst tabakanın kum olması durumu için spektral ivme oranlarının değişimi

En büyük ivme oranları üst tabakanın kum olması durumunda yaklaşık T=0.25 s periyotta meydana gelirken kil durumunda 0.25~0.70 s arasındaki farklı periyotlarda oluşmaktadır. Üst tabakanın kil olması durumunda, özellikle kenardaki anakaya dalımının ova tabanına ulaştığı bölgenin yüzeydeki izdüşümünde (0.5<X/D<0.75) yer alan kısımda, iki boyutlu analizle hesaplanan spektral oran yüksek frekanslarda en büyük değerini almakta, daha sonra

hakim periyotlarda daha büyük değerlere doğru bir ötelenme görülmektedir. Ova ortasına doğru artan mesafe ile daha yüksek periyotlarda bir ve iki boyutlu analiz sonuçları arasındaki fark azalmaktadır. Üst tabakanın kum olması durumunda ise yüksek periyotlarda benzer davranışlar gözlenmekte ancak ana kayanın yüzeydeki izdüşümü bölgesinde düşük periyotlarda *2D/1D* spektral ivme oranındaki artış kil durumu ile aynı olmaktadır. Üst tabakalarda lineer olmayan plastik davranışın hakim olması durumunda yüzey ivmeleri ova geometrisine bağlı olmaksızın iki boyutlu analizde birbirine çok yaklaşmaktadır. Kaya tabakalarının oluşturduğu tepe bölgesinde de ova bölgesinde olduğu gibi spektral ivme oranları elde edilmiştir. Tepe bölgesinin başlangıç kesiminde yerel koşullara bağlı olarak özellikle yerel bir boyutlu hakim periyot ($T_o=4H/V_s$) civarında önemli büyütmeler elde edilmiştir.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yerel zemin koşullarının zemin büyütmesine etkisini incelemek amacıyla, ova ve tepe bölgelerinden oluşan bir geometri üzerinde eşdeğer lineer malzeme modeli ile bir ve iki boyutlu analizler yapılmıştır. Zemin cinsinin dinamik davranışa etkini araştırmak için ova bölgesinde en üstte yer alan zemin tabakası yüksek plastisiteli kil ve siltli kum olarak ayrı ayrı ele alınmıştır. Analizlerde farklı frekans içeriğine sahip altı anakaya depremi kullanılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Anakaya seviyesinden etkiyen ivmeler, üst tabakanın kum olması durumunda zemin yüzeyinde ortalama 2 katına çıkarken, üst tabakanın kil olması durumunda büyütmeler yaklaşık 5 kat artmıştır. Eğimli topografyaya sahip tepe kesiminde ise spektral büyütme 6 değerine kadar yükselmiştir.

Anakaya ivmesinin yanında yerel zemin koşullarının ve zemin cinsine bağlı dinamik özelliklerin değişimi de dinamik davranışa önemli rol oynamaktadır. Rijitlik azalımının daha küçük kayma şekil değiştirmelerinde başladığı kum zeminlerde spektral büyütmeler, rijitlik azalımın daha büyük şekil değiştirmelerde başladığı yüksek plastisiteli killere göre daha az olmaktadır.

## KAYNAKLAR

Athanasopoulus, G.A., Pelekis, P.C. and Leonidou, E.A. (1999), "Effects of surface topography on seismic ground response in the Egion (Greece) 15 June 1995 Earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18, 135-149.

Bakır, B.S., Özkan, M.Y. ve Cılız, S. (2002), "Effects of basin edge on the distribution of damage in 1995 Dinar, Turkey Earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 335-345.

EERA (2000), "A computer program for equivalent-linear earthquake response analyses of layered soil deposits", by Bardet, J. P., Ichii, K. & Lin, C. H., Depart. of Civil Eng., University of Southern California.

FLUSHPLUS (1993), "A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems", Berkeley, University of California.

Haşal, M. E. (2009), "Topoğrafik Düzensizliklerin Zemin Büyütmesine Etkisi", Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Haşal, M.E. ve İyisan, R. (2004), "Yerel Zemin Koşullarının Zemin Büyütmesine Etkisi: Bir ve İki Boyutlu Analiz", ZMTM 10. Ulusal Kongresi 16-17 Eylül, 343-352, İTÜ, İstanbul.

Ishibashi, I., Zhang, X., (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 33, No. 1, pp.182-191.

Iyisan, R. and Hasal, M.E., (2007), "The effect of ground motion characteristics to the dynamic response of alluvial valley models", 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, December 10-14, Kolkata, India.

Iyisan, R., Khanbabazadeh, H. (2013), "A numerical study on the basin edge effects on soil amplification", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 11, Issue 5, pp 1305-1323.

İyisan, R., Haşal, M. E. (2011), "Ova Kenarındaki Anakaya Eğiminin Dinamik Davranışa Etkisi: Dinar Ovası Modeli", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Teknik Dergi, Cilt 22, Sayı 3, pp. 5559–5578.

Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Upper Saddle River, USA, 653 pp.

Özbey, C., Sarı, A., Lance, M., Erdik, M., Fahjan, Y. (2004), "Empirical strong ground motion attenuation relations for northwestern Turkey", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume: 24, Issue: 2 pp. 115-125.

Zhang J, Zhao JX. (2009), "Response spectral amplification ratios from 1- and 2 dimensional nonlinear soil site models", *Soil Dyn Earthq Eng*; 29:563-573.

# THE EFFECT OF PILES ON FOUNDATION INPUT MOTION USED IN SEISMIC DESIGN

## KAZIKLI TEMELLERİN SİSMİK TASARIMDA KULLANILAN GİRDİ HAREKETİNE ETKİSİ

**Mustafa KİRKİT[1], Cem AKGÜNER[2], Mehmet BERİLGEN[3]**

## ABSTRACT

Generally in designing pile supported structures, soil – pile interaction is ignored and the structure system is analyzed assuming the superstructure rests on a rigid base or using motions obtained from free-field site response analysis. However, pile foundations embedded into the ground resist soil displacements emanating from dynamic loading, such as an earthquake, and change the response of the surrounding soil. In this study, the effect of presence of piles on foundation input motion used in seismic design is investigated parametrically by utilizing a numerical model based on the finite elements method.

**Keywords:** kinematic interaction, numerical model, foundation input motion

## ÖZET

Genel olarak kazıklarla desteklenen temel sistemlerinin tasarımında zemin – yapı etkileşimi dikkate alınmamakta, yapı sistemi rijit taban varsayımı ile veya serbest saha (free-field) analizi ile hesaplanan yer hareketi kullanılarak analiz edilmektedir. Ancak, zemin içerisinde inşa edilen kazık temeller deprem gibi dinamik yüklemelerden kaynaklı zemin yer değiştirmelerine karşı koymakta ve kendisine yakın bölgedeki zemin tepkisini değiştirmektedir. Bu çalışmada kazık temellerin varlığının sismik tasarımda dikkate alınan girdi hareketi üzerindeki etkisi, sonlu elamanlar yöntemi kullanılarak oluşturulan nümerik model ile parametrik olarak araştırılmıştır.

**Anahtar sözcükler:** kinematik etkileşim, nümerik model, temel girdi hareketi

[1] Arş. Gör., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik ABD, mkirkit@yildiz.edu.tr
[2] Doç. Dr., TED Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cem.akguner@tedu.edu.tr
[3] Prof. Dr, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik ABD, berilgen@yildiz.edu.tr

# 1. INTRODUCTION

The analysis of piled-structures under earthquake loading is a formidable task for design engineers due to interaction within soil, foundation system embedded in ground, and superstructure ("*SFSI*" soil-foundation-structure interaction). The piles, which transfer superstructure loads to the ground as structural elements, and the superstructure are main components of the design problem.

*SFSI* can be taken into consideration by *direct method* or *substructure method* (Kramer, 1996). In the direct method, complete soil – foundation – structure system is modeled as a continuum (e.g., with finite elements) and analyzed in single step. This method is rarely used in practice because a direct solution of SFSI problems is difficult, especially when the system is geometrically complex or the soil/structure behaves nonlinearly once loaded. Furthermore, conducting analyses through this method requires a computer program with which soil and structural elements can appropriately be modeled. On the other hand, in the substructure method, the foundation-superstructure system is analyzed separately and the response of the entire system is obtained by superposition, which actually is only valid for linear soil, pile, and structure. Nevertheless, the superposition can be applied to moderately-nonlinear systems as an engineering approximation (Gazetas & Mylonakis, 1998). The substructure method includes the following steps [NEHRP, 2012]: (i) an evaluation of free-field soil motions; (ii) an estimation of transfer functions to convert free-field motions to foundation input motions (*FIM*); (iii) incorporation of springs and dashpots to represent stiffness and damping at the soil-foundation interface; and (iv) a response analysis of the combined structure-foundation system.

Pile foundations display a complex behavior during earthquakes due to effects of their interaction with the surrounding soil. These interaction effects are typically classified into two distinct—namely, *inertial* and *kinematic*—categories. During an earthquake, the soil medium vibrates the piles and the superstructure, and when inertial interaction is significant, the accelerated/mobilized masses of the piles and the superstructure shake the soil back. Kinematic interaction, on the other hand, is the collective term given to the effects of the rigidity of piles, which usually is significantly different than that of the soil; and this alters the incoming seismic waves. The presence of piles impacts the site response by diffracting the seismic waves, and this may alter the foundation input motion used in superstructure design.

In this study, the foundation input motion is investigated with through simulations with the finite element method. Parametric studies are performed by applying real earthquake records to two-dimensional (plane strain) models to examine the input motion.

# 2. PROBLEM DEFINITION

In designing superstructures, it is widely believed that the presence of piles is beneficial to the response of the structure system under earthquake loading. Pile foundations are

generally assumed to be rigid enough and the fixed-base model is deemed suitable for structures (Carbonari et al., 2012). This perception stems from analytical studies performed for fixed- and flexible-base showing that SFSI increases elastic structural period, which means smaller acceleration and stresses in the structure according to design spectrum recommended in seismic provisions (Mylonakis & Gazetas, 2000), (Jeremic et al., 2004).

The structures (except tall buildings, bridges, etc.) are generally analyzed against seismic loading using elastic response spectra. This spectra can be plotted basically considering soil type as proposed in regulations or it can be represented by more than one shape of spectra generated by different earthquake sources. Time history analysis may also be performed. Here, the following questions regarding piled-structures must be answered:

- How should the response spectra be plotted?
- Which motion should be used in analysis of time history?

The free-field motion is altered due to the presence of piles, and hence, the motion below (or near) the structure may be different from the free-field motion.

## 3. FOUNDATION INPUT MOTION

Various cases are modeled considering the free-field site response, the soil-pile system (only the kinematic effect), and the complete soil-pile-superstructure system (i.e., kinematic and inertial effects) for a single pile (Figure 1).

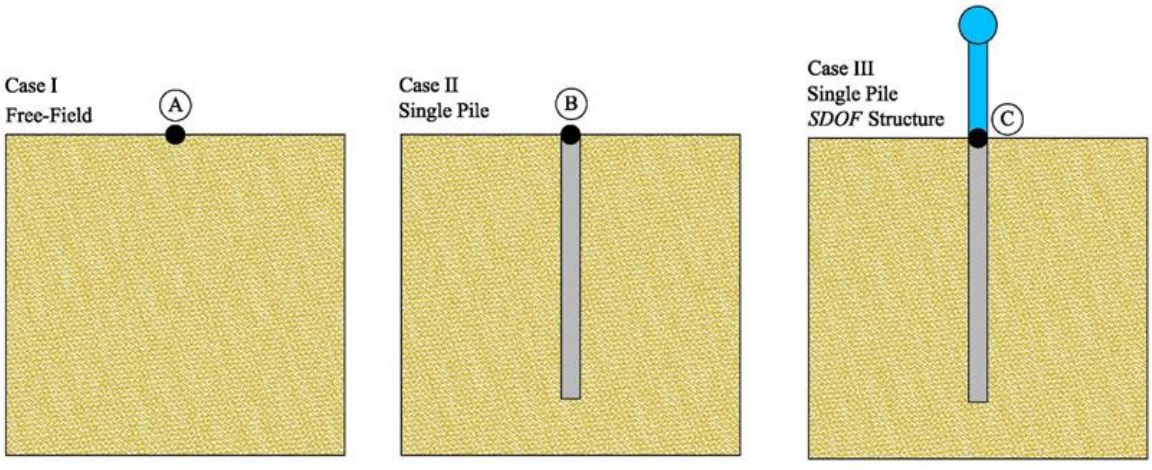



Figure 1 Investigated cases for single pile

### 3.1. Solution Method

Finite element analyses are performed using the *Plaxis 2D AE.02* software. Dynamic boundary conditions existing in Plaxis are employed for truncated boundaries. *Free-field*

*boundary* conditions are defined at the horizontal borders, simulating the continuation of waves into the far field with minimum reflection. *Compliant base boundary* condition is applied at the base of the model. The compliant base consists of a combination of a line prescribed displacement, transferred into load history, and viscous boundary. This combination allows for input of an earthquake motion while still absorbing incoming waves (Brinkgreve et al., 2014). Free-field boundaries are placed at distance of 200 m from the center of the pile.

15-node triangular elements with relative element size of 0.5 m are used for discretizing both the pile and the soil domain. The generated mesh for the modeled system is shown in Figure 2.

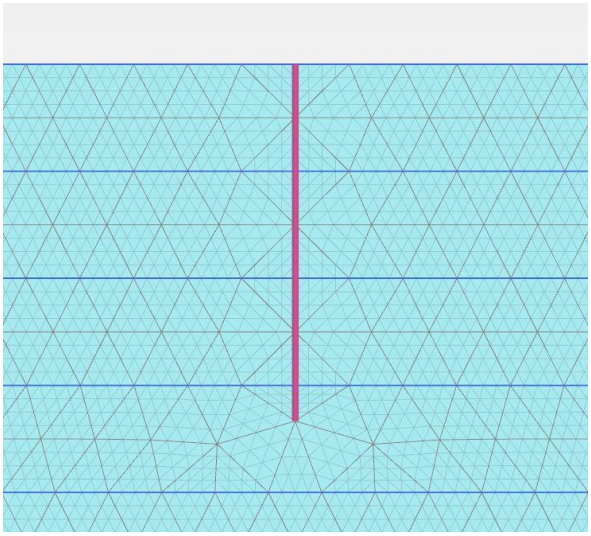


Figure 2 Soil – pile system mesh

The loads are applied in two stages: first, gravity loading is applied to determine the initial stress state within the domain; then, dynamic loading is applied as a force time history. The general semi-discrete form of the equation of motion is:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = f(t) \quad (1)$$

where [M] denotes the mass matrix; [C], the viscous damping matrix; [K], the stiffness matrix; $\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$ the acceleration, velocity and displacement vectors, respectively; and *f(t)*, the force vector with non-zero entries at the degrees of freedom where the input motion is described. The unconditionally stable implicit Newmark integrator with parameters $\gamma = 0.5$ and $\beta = 0.25$ is used to solve the Equation (1).

Theoretically, it is possible to construct a frequency-independent damping matrix with the extended rational Rayleigh damping. However, based on available damping models in Plaxis, a two-parameter Rayleigh (1945) damping formulation, given in Equation (2), is used to consider dissipation of energy within the small-strain range:

$$[C] = a_1[M] + a_2[K] \quad (2)$$

The superstructure is modelled as a linear mass-spring system represented by a mass on top of a beam (Figure 3).

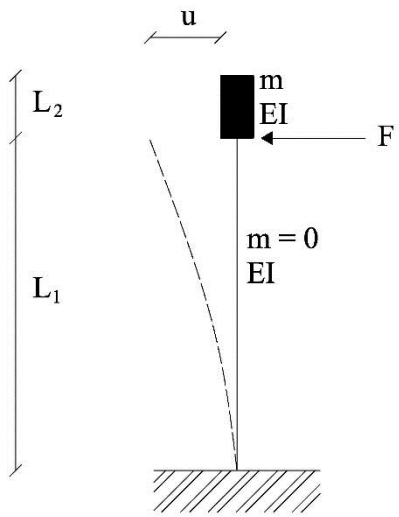



Figure 3 Mass-spring system with a cantilever beam and a mass on top

### 3.2 Verification of the model

Any established numerical model must be validated by experimental methods or verified by analytical closed-form solutions. Therefore, site response analysis is performed without a pile and the results are compared with those from three well-established software packages, namely Shake2000, DeepSoil, and OpenSees.

An actual earthquake time history from the 1999 Kocaeli earthquake recorded at the Düzce Station is used for validation purposes. The soil is modeled as linear-elastic material with elastic shear modulus of 68 MPa ($V_s$ = 200 m/s) and damping of 5% to consider comparable conditions. The results of the site response analyses in terms of acceleration and displacement are shown in Figure 4, where z denotes the depth, $a_{max}(z)$ and $u_{max}(z)$ are the maximum acceleration and displacement at depth *z*, respectively. $a_{rock}$ is the acceleration of the bedrock input motion and $u_{rock}$ is the displacement of the bedrock input motion. As seen, the results from the established model (Plaxis) agree well with those from Shake2000, DeepSoil, and OpenSees.

### 3.3 Material properties

The homogeneous soil is considered as a clay material for which the user defined hypoplastic model implemented in *Plaxis* is used, such that responses under monotonic as well as cyclic loading can be simulated. London clay properties determined by Gasparre (2005) are considered in the present study. Typical parameters are given in Table 1. With

respect to pile, a special modeling element called the "embedded pile" available in Plaxis is utilized (Table 2).

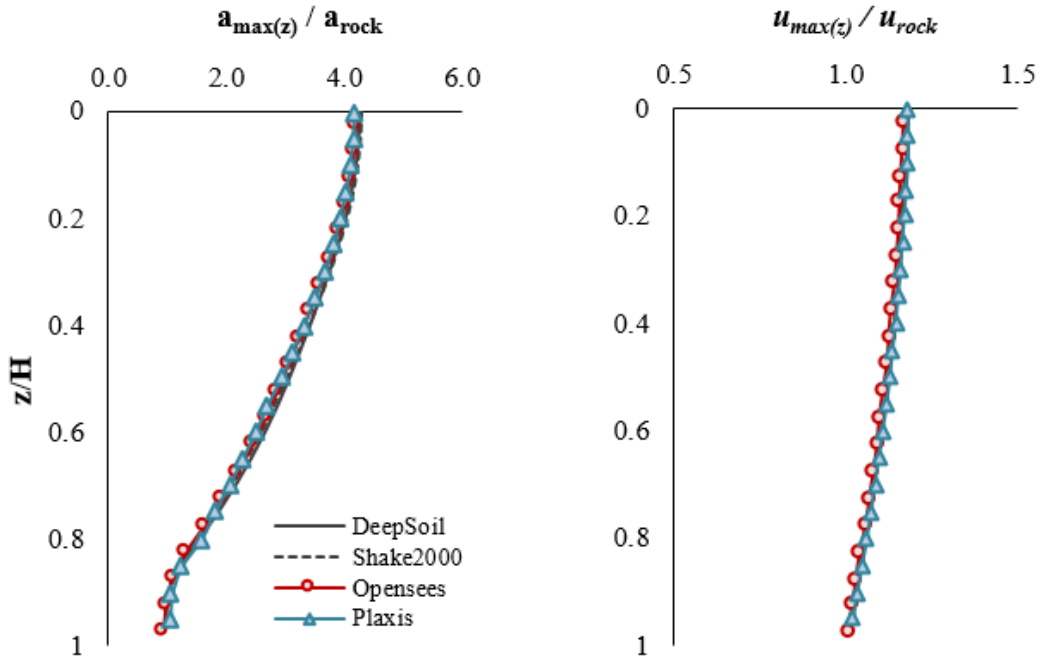



Figure 4 Comparison of the two-dimensional Plaxis model with Shake2000, DeepSoil, and OpenSees results (linear soil material model with damping of 5 %).

Table 1 Used parameters for the London clay in the hypoplastic model

| Hypoplastic model parameters | | Intergranular strain concept parameters | |
|---|---|---|---|
| $\phi_c$ | 21.9º | $R$ | 5.00E-05 |
| $\lambda^*$ | 0.1 | $m_R$ | 9.0 |
| $\kappa^*$ | 0.02 | $m_T$ | 9.0 |
| $N$ | 1.26 | $\beta r$ | 0.1 |
| $r$ | 0.5 | $\chi$ | 1.0 |

### 3.3 The effect of pile on foundation input motion

The foundation input motion have been investigated in this study through three cases (Figure 1) created by the FEM (Plaxis) applying three real earthquake records at base of each model (Table 3).

Table 2 Parameters used for embedded pile

| Parameter | Values |
|---|---|
| Diameter, $D$ (m) | 1 |
| Length, $L_{pile}$ (m) | 20 |
| Slenderness ratio, $L/D$ | 20 |
| Spacing in out-of-plane, $L_{spacing}$ (m) ≈ $3D$ | 3 |
| Young's modulus, $E_{pile}$ (GPa) | 30 |
| Unit weight, $\gamma_p$ (kN/m3) | 25 |
| Skin resistance at pile top, $T_{top,max}$ (kN/m) | 120 |
| Skin resistance at pile top, $T_{bot,max}$ (kN/m) | 120 |
| Base resistance, $F_{max}$ (kN) | 425 |

Table 3 Earthquake records used in analyses

| Motion ID | Earthquake | Station (Direction) | $V_{S,30}$ (m/s) * | PGA (g) |
|---|---|---|---|---|
| Düzce | 1999 Düzce | Mudurnu (000) | 535 | 0.120 |
| Kocaeli | 1999 Kocaeli | Ereğli (090) | 585 | 0.101 |
| Loma Prieta | 1989 Loma Prieta | Gilroy #1 (090) | 1428 | 0.473 |

*$V_{S,30}$ represents site condition where the station is located.

Time histories calculated for different cases pointed in Figure 1 under different earthquake loadings, including input motion at base, are presented in Figures 5 − 7. The pile diameter of 1 m and the period of SDOF system of 0.5 sec are considered. For all cases, maximum acceleration $a_{max}$ is the largest in Case II (single pile). In the complete model (Case III), the $a_{max}$ value is slightly less than that calculated in Case II, nevertheless, it is larger than the input motion. Accordingly, direct use of input motion in calculations is not reasonable.

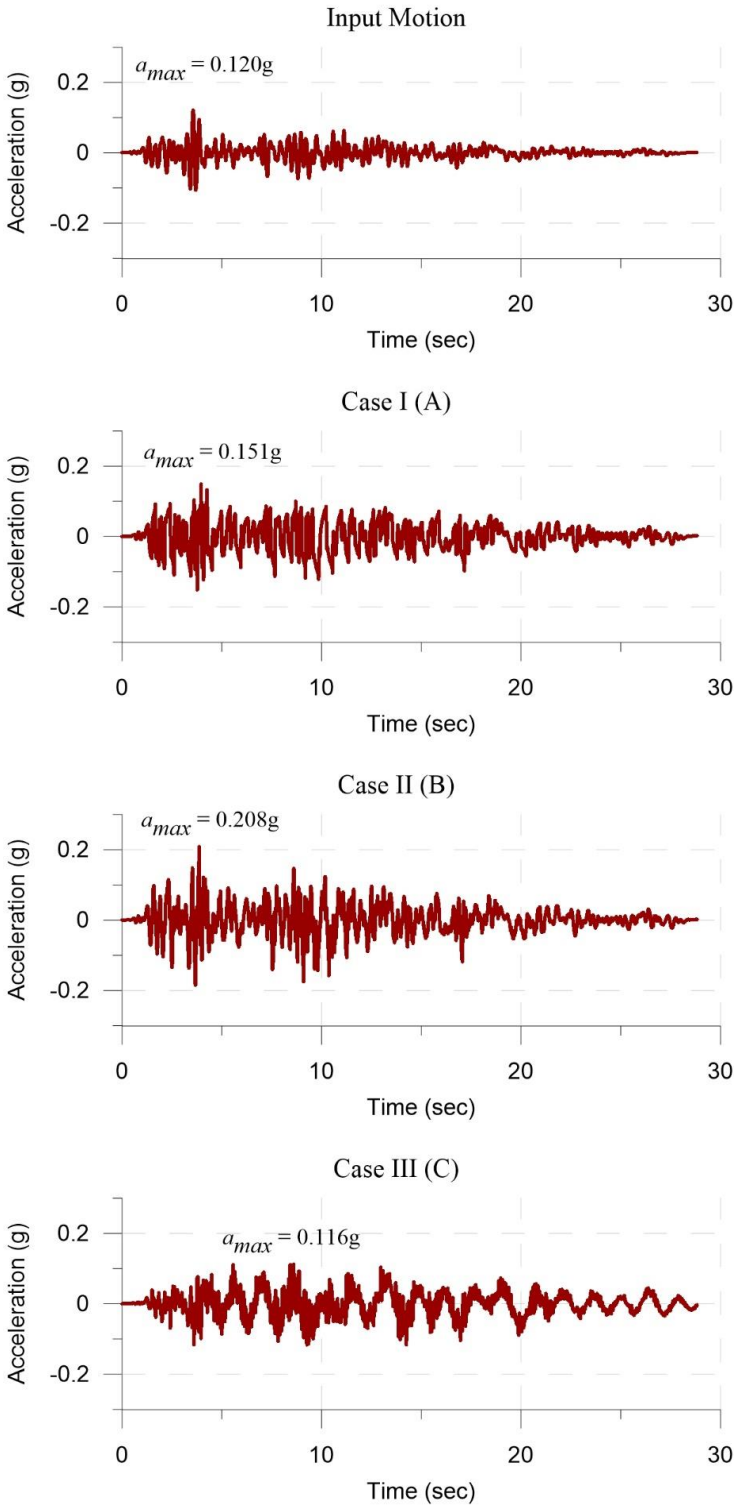



Figure 5 Time histories calculated at base level of SDOF system for different cases applying Düzce Earthquake Mudurnu station record (D = 1 m; T = 0.5 sec)

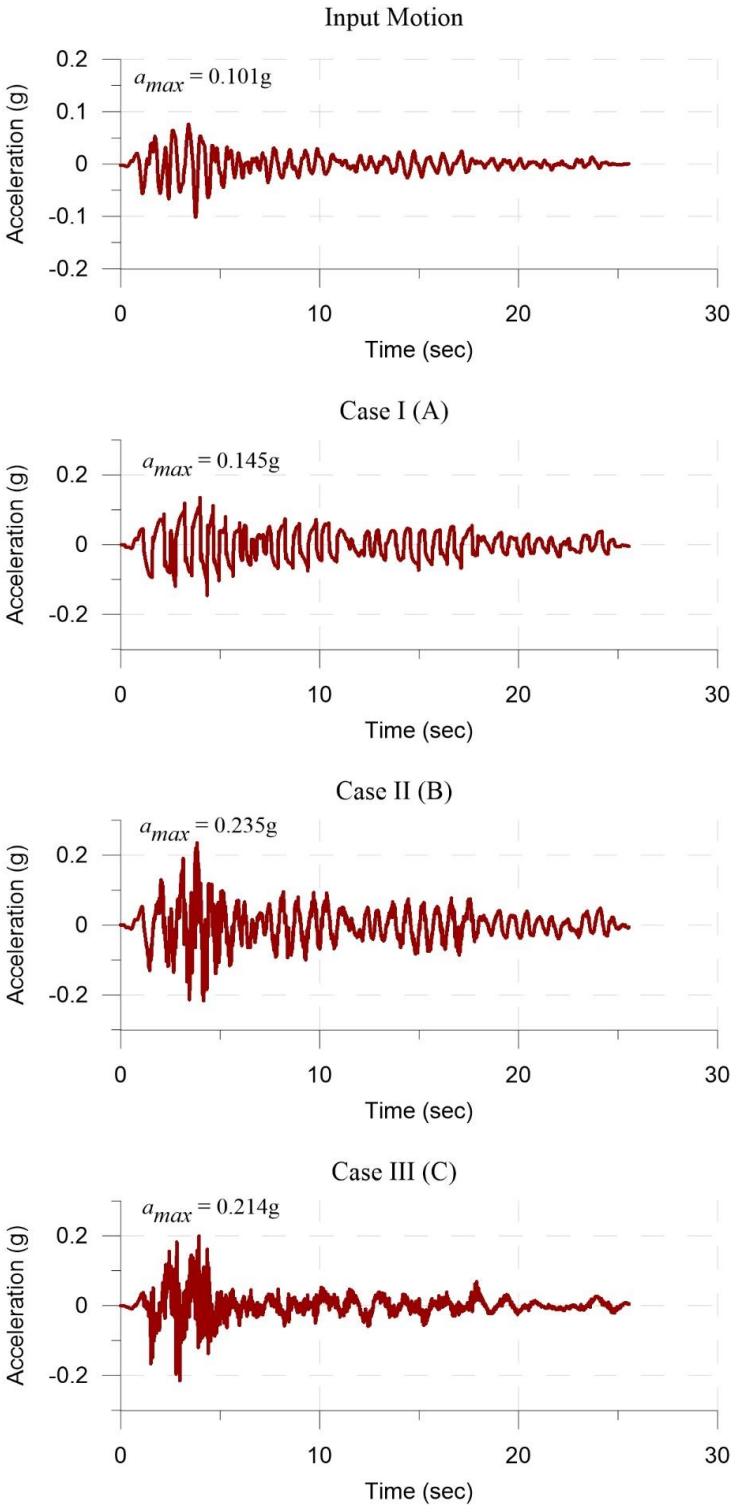



Figure 6 Time histories calculated at base level of SDOF system for different cases applying Kocaeli Earthquake Ereğli station record (D = 1 m; T = 0.5 sec)

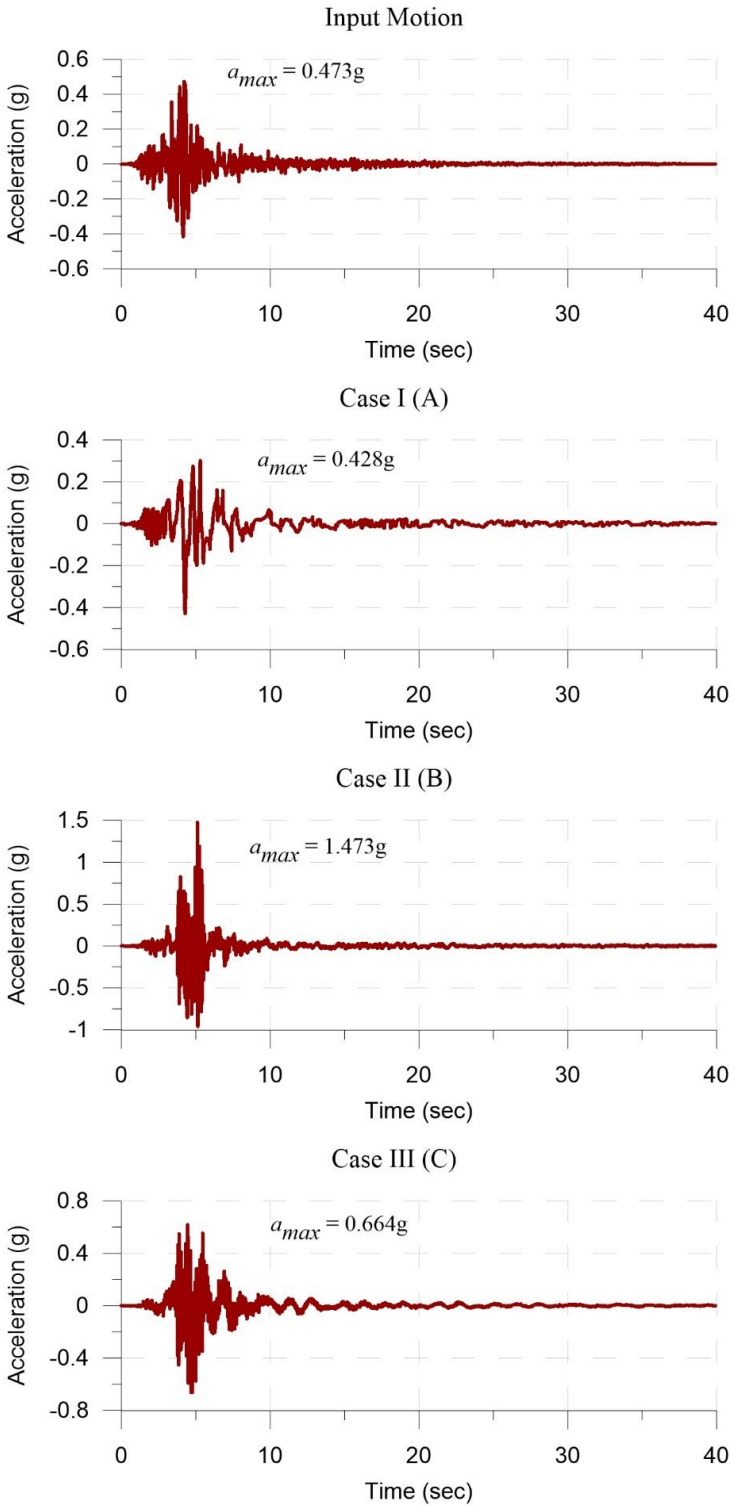



Figure 7 Time histories calculated at base level of SDOF system for different cases applying Loma Prieta Earthquake Gilroy #1 station record (D = 1 m; T = 0.5 sec)

## 4. CONCLUSION

The analysis of piled-structure system is usually performed using the free-field motions during the design process. However, the presence of piles affects the overall system behavior, as the piles resist the seismic motions, thereby altering the soil's deformations. Consequently, the acceleration under the superstructure (e.g., at the pile cap) is usually significantly different from the free-field acceleration. The free-field motion should be modified when analyzing a foundation-superstructure system.

## REFERENCES

Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., and Swolfs, W. M. (2014), Plaxis 2D Reference Manual. Plaxis bv.

Carbonari, S., Dezi, F., and Leoni, G. (2012), "Nonlinear seismic behavior of wall-frame dual systems accounting for soil – structure interaction," Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 41, no. January, pp. 1651–1672.

Gasparre, A. (2005), Advanced Laboratory Characterisation of London Clay, PhD Thesis, Imperial College London.

Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998), "Seismic Soil -Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues," in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, pp. 1119–1174.

Jeremić, B, Kunnath, S., and Xiong, F. (2004), "Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct," Eng. Struct., vol. 26, no. 3, pp. 391–402.

Kramer, S. L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall USA.

Mylonakis, G. and Gazetas, G (2000), "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?," J. Earthq. Eng., vol. 4, no. 3, pp. 277–301.

NEHRP (2012), Soil-Structure Interaction for Building Structures, Report No. NIST GCR 12-917-21.

Rayleigh, J. M. (1945), The Theory of Sound, Dover Publications.

# "T TİPİ" ELIPS ENKESİTLİ TÜNELLERİN BASİTLEŞTİRİLMİŞ SİSMİK ANALİZLERİ

## SIMPLIFIED SISMIC ANALYSIS OF "T TYPE" NON-CIRCULAR TUNNELS

**Levent KURTULDU [1], Mehmet M. BERİLGEN [2]**

## ÖZET

Bu bildiride, T tipi elips enkesite sahip tünellerin sismik etkiler altındaki davranışlarının incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için basitleştirilmiş sayısal analizler yöntemleri ile gözönüne alınan T tipi elips enkesitli tünel kesiti için yumuşak kaya, ayrışmış kaya ve yumuşak zemin ortamlarda tünel kaplamasının davranışı incelenmiştir. Analizlerde jeolojik ortamların elasto-plastik malzeme davranışı gözönüne alınarak Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi, Açık Alan Kayma Deformasyonu Yaklaşımı, Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi ve Eşdeğer Statik-gibi (Pseudo-statik) Yaklaşımı kullanılmıştır. Gerçekleştirilen analizler sonucunda sonuçların birbirine yakın çıktığı görülmüştür.

**Anahtar sözcükler:** Tünel, sismik analiz, sayısal analiz, sonlu elemanlar analizi, deprem analizi

## ABSTRACT

In this study, the behavior of the "T Type" non-circular tunnels undergone to seismic effects was studied in closed differential equations and in numerical methods, and the comparative results were presented. A non-circular tunnel liner was considered in soft and weathered rock materials and in soft soil ground media and analyses were executed. According to the suitable solutions, the results of the analyses were found compatible, and the results of the numerical analyses for the non-linear behavior of the materials undergone to earthquake loads, under above mentioned surrounding ground conditions, were found more consistent compared with the solutions based on elastic material behavior such as Simplified Deformation Analysis, Free Field Shear Strain Approach, Simplified Frame Method and Pseude-statics Analysis.

[1] İnş.Müh. KG-P Mühendislik ve Müşavirlik, İstanbul, levent.kurtuldu@kgp.com.tr
[2] Prof. Dr., YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, berilgen@yildiz.edu.tr

**Keywords:** Tunnel, seismic analysis, numerical analysis, finite element analysis, earthquake analysis

# 1. GİRİŞ

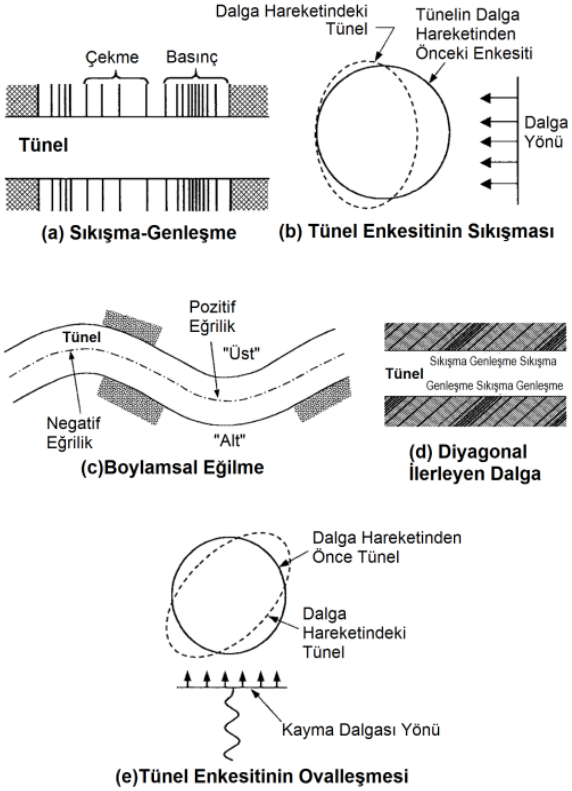
Son yıllarda ilerleyen teknoloji ve beraberinde inşa yötemlerinin gelişmesi ile birlikte; metro, demiryolu, su temini ve atıksu bertarafı gibi çeşitli amaçlarla tünellerin kullanımı oldukça yaygınlaşmıştır. Tünellerin; zemin, yeraltı suyu, şüşarj vb durgun ve hareketli yükler altında davranışlarının incelenmesi dışında; oluşabilecek olan depremlerde sismik aktivitelerinde tüneli nasıl etkileyeceği irdelenmelidir. Yeraltı yapıları ile yeryüzündeki yapılar, deprem esnasında birbirlerinden çok farklı davranırlar. Bu farkın en büyük sebepleri; yeraltı yapılarının tamamen gömülü olması ve üçüncü boyutlarının diğer iki boyutlarına oranla çok büyük olmasıdır. Bu nedenlerle yeraltında inşa edilecek olan yapıların sismik etkiler altındaki davranışlarının yeryüzündekilere göre çok farklı olduğu dikkate alınarak tasarım yapılmalıdır. Bu gerçekten yola çıkılarak bu bildiride tünellerin tasarımında yaygın olarak kullanılan sismik analiz yöntemlerinin irdelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için kaya, ayrışmış kaya ve zemin ortamlarda yer alan dairesel kesitli bir tünelin kapalı ve basitleştirilmiş sayısal çözüm yöntemleri ile çözümleri yapılmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır.

# 2. TÜNELLERİN SİSMİK ANALİZİ

Tünellerin sismik tasarımında büyük kalıcı deformasyonlarla sonuçlanan yer göçmeleri olmadığı varsayımı ile tasarımda sismik dalgaların jeolojik ortamda yol açtığı deformasyonlarla ilgilenilir. Bu deformasyonlar sismik dalgaların yumuşak yapay dolgularla etkileşimi ve yüzey dalgalarının oluşumu dolayısı ile oldukça karmaşıktır. Tasarım amaçları için bu karmaşık deformasyon davranışı basit biçimlere ayrılabilir. Sismik yer hareketleri sırasındaki yeraltı yapılarının deformasyonları üç farklı biçimde ele alınabilir: (1) Sıkışma ve uzama, (2) boylamsal eğilme ve (3) ovalleşme/bükülme (Şekil 1). Bu deformasyon biçimleri arasında en basiti yeraltı kazısı eksenine paralel basınç dalgalarının yol açtığı eksenel deformasyonlardır. Bu durum Şekil 1'de gösterilmiştir. Bir yeraltı yapısının eksenel doğrultuda bir dalga yayılımına maruz kalması durumu, yapı ve zemin arasında etkileşime yol açacağından daha karmaşık bir durumdur. Bu etkileşim, jeolojik ortamın yumuşak zemin olması ve yapıya ortamdan kayma gerilmesi aktarılması söz konusu olduğunda daha karmaşık olur. Tünel eksenine normal ya da enine doğrultuda dalga yayılımı durumunda oluşan gerilme kesitte ovalleşme veya bükülme denilen kayma deformasyonlarına yol açar. Daha genel durumda, sismik dalga yapıda ortaya çıkacak basınç ve çekme değişimi nedeniyle kıvrılmaya yol açabilir. Tünel kaplamasının kiriş gibi bir yapı elamanı olması, karşıt kenarlarda basınç ve çekme olmasına yol açar (Wang, 1993).

Yeraltı yapıları üzerindeki sismik etkileri belirlemek için, çeşitli analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemler, yapı inşa edilmeden önce sismik dalga hareketlerinden

kaynaklanan zemin deformasyon/gerilmelerinin yeraltı yapısına etkidiği, zemin-yapı etkileşim analizlerini içerir. Geçtiğimiz yüzyılda Wang (1993), Penzien (2000), Hashash vd, (2001), Kuesel (1969), Duke ve Leeds (1959), Stevens (1977), Dowding ve Rozen (1978), Owen ve Scholl (1981), Sharma ve Judd (1991), Power vd. (1998), Kaneshiro vd. (2001) gibi araştırmacıların yapmış olduğu çalışmalar ile ortaya koydukları çözümler yanında gelişen sayısal modelleme teknikleri yeraltı yapılarının sismik tasarımına önemli katkılar sağlamıştır.




Şekil 1**.** Deprem etkisinde tünel davranışı

Günümüzde yeraltı yapılarının sismik etkilere göre tasarımında dinamik analizler yapmak yerine çoğunlukla basitleştirilmiş analiz yöntemleri tercih edilmektedir. Yeraltı yapılarının dinamik analizlerinde kapalı çözümlere (tünel enkesitinin dairesel veya dörtgen formda olması koşulu ile) veya sayısal analizlere başvurulabilir. Kapalı çözümlerde zemin davranışının sadece elastik olarak göz önüne alınması ve enkesit geometrisinin daire veya dikdörtgen ile sınırlandırılması, doğrusal olmayan zemin modelleri ile yapılan sayısal analizlerde ise analizlerin çok zaman alması ve oldukça detaylı bir sismik çalışma gerektirmesi dolayısı ile tasarımcılar basitleştirilmiş yöntemlere yönlenmiştir. Basitleştirilmiş yöntemlerde zamana bağlı dinamik analizler yapmak yerine deprem etkisindeki en olumsuz deprem parametreleri ile statik analizler yapılmaktadır. Bu yaklaşımlar aşağıda verildiği gibi sınıflandırılabilir (Hashash vd., 2001):

i. Açık alan deformasyon yaklaşımı

ii. Zemin yapı etkileşimi yaklaşımı

Açık alan deformasyon ifadesi yapı veya kazının olmadığı durumda sismik dalgaların etkisiyle jeolojik ortamda oluşan şekil değiştirmeleri tanımlamak için kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda deformasyonlar yapı ve çevresindeki jeolojik ortam arasındaki etkileşim gözardı edilir. Hesaplarda kapalı form çözüm veya sayısal çözüm yöntemlerine başvurulabilir.

Açık alan deformasyon yaklaşımında kapalı form çözüm basitleştirilmiş bir çözüm yöntemi olup bir tünelde deprem etkisi ile oluşan şekil değiştirme ve deformasyonların tahmininde kullanışlı bir yöntemdir. Bu yöntemde, sismik dalga alanının tünel boyunca aynı genliğe fakat farklı varış zamanına sahip düzlem dalgalarıdan oluştuğu varsayılır. Bu varsayıma göre tünel boyunca oluşan sismik etkiler ihmal edilir. Newmark (1968) ve Kuesel (1969) homojen izotrop elastik bir ortamda belli bir açı ile gelen harmonik dalgaların etkisinde oluşan açık alandaki yer şekil değiştirmelerini hesaplama için basit bir yöntem önermişlerdir. Newmark'ın yaklaşımı minimal bilgi kullanılarak dalgaların neden olduğu şekil değiştirmeler hesaplandığından tasarımda ve/veya doğrulamada çok kullanışlıdır.

Tünel eksenine dik yayılan dalgalar olması durumunda tünelde ovalleşme deformasyonları oluşur ve bu nedenle analizler enkesit üzerinde gerçekleştirilmesi uygun olur (düzlem şekil değiştirme idealleşmesi). Yapılan çalışmalar, deprem sırasında yatay ve verev yönde yayılan dalgaların oluşturduğu ovalleşmeye oranla düşey yönde ilerleyen kayma dalgalarının yol açtığı ovalleşmenin daha baskın olduğunu ortaya koymuştur (Wang, 1993).

Açık alanda, jeolojik ortamda tünelin varlığı, olmaması durumundan daha büyük şekil değiştirmelere yol açtığı, araştırmalar sonucu ortaya çıkan bir gerçektir. Bu durum, çevre zemine göre görece küçük rijitlikteki bir kaplama için kabul edilebilir bir şekil değiştirme kriteri sağlar. Rijitliği çevresindeki zemine göre büyük bir kaplama, beklenenden daha küçük şekil değiştirmelere maruz kalabilir (Wang, 1993).

Bir deprem sırasında kayma şekil değiştirmelerine maruz bir dikdörtgen kesitli bir yeraltı yapısında düzlemsel kesit bozulması (racking deformation) ortaya çıkmaktadır. Bu düzlemsel kesit bozulması için açık-alan yaklaşımında göz önüne alınmaktadır. Bunun için St. John ve Zahrah (1987) tarafından yüzey ve cisim dalgaları etkisinde şekil değiştirme ve eğrilik formülleri önerilmiştir (Hashash ve diğ, 2001).

Açık alan deformasyon yaklaşımında değişken stratigrafiye sahip ortamlar için sayısal analizler tercih edilebilir. Bunun için halen dünyada yaygın olarak kullanılan SHAKE (Lysmeer, vd., 1972) veya benzeri bir boyutlu bir sismik tepki analizi programı kullanılarak tasarımı yapılacak tünelin yer aldığı jeolojik ortamın açık alandaki kayma şekil değiştirmeleri ve kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi hesaplanabilir. Navarro (1992) cisim ve yüzey dalgaları etkisinde oluşan yer deformasyonları ve basınçların sayısal analizini gerçekleştirmiştir.

Açık alan deformasyon yaklaşımı tünellerin sismik tasarımında basit ve yararlı bir yöntem olmakla birlikte sismik etki altında küçük deformasyonlar oluşması durumu için geçerlidir. Bu durum düşük sarsıntı şiddeti, çok rijit jeolojik ortam veya bu ortama kıyasla esnek yapı olması durumunda gerçekleşir. Ancak, bir çok durumda ve özellikle yumuşak zeminlerde yöntem oldukça tutucu tasarım sağlar. Bunun nedeni yumuşak zeminde hesaplanan kayma

şekil değiştirmelerinin genellikle büyük olmasındandır. Örneğin yumuşak zeminlerde yer alan dikdörtgen kesitli yapılar tipik olarak statik yüklere dayanacak şekilde rijit tasarlanırlar, oysa bu durumda deprem etkisindeki kesit çarpılmasını tolere etmeleri güçleşir (Hwang ve Lysmer, 1981). Böylesi durumlar için Zemin-Yapı Etkileşimi Yaklaşımı tercih edilmesi önerilir (Wang, 1993).

Zemin yapı etkileşim yaklaşımının göz önüne alındığı durumlar için; Wang'in 1993'te, Penzien'in ise 2000'de ortaya koymuş olduğu de kapalı form çözümler ile sayısal çözüm yöntemleri bulunmaktadır. Ancak kapalı form yöntemleri sadece dairesel veya dörtgen kesitli tüneller için uygulanabilmektedir. Dairesel olmayan kesite sahip tünellerde bu yöntemler oldukça farklı sonuçlar vermektedir.

Tünel kaplamasının tepkisi, yapının sıkışabilirlik ve esneklik oranı, yerindeki jeolojik basınç ($\gamma_t h$) ve zeminin sükunetteki toprak basıncı katsayısının bir fonksiyonudur. Kayma dalgalarının yol açtığı sismik yükleme açık alan kayma gerilmeleri mevcut jeolojik basınca eklenerek gözönüne alınır. Kayma gerilmesi ayrıca, kayma şekil değiştirmesinin bir fonksiyonu olarak ifade edilir.

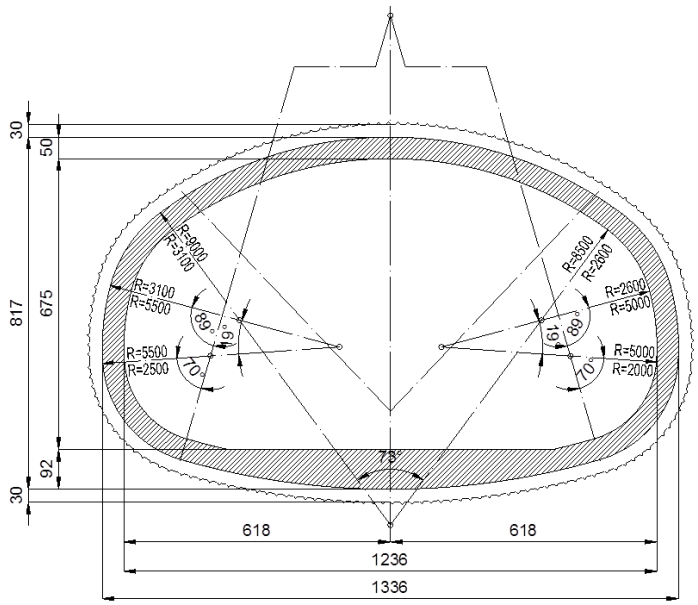
Tünelin çevre zemine görece rijitliği, uzama ve eğilme rijitliklerinin ölçüleri olarak sıkışabilirlik (C) ve esneklik oranları (F) ile tanımlanır. Bu oranlar; tünelin ve çevreleyen ortamın poisson oranı ve elastisite modülleri ile bağıntılıdır.

Yeraltı yapılarının sismik etkiler altındaki davranışlarının incelenmesi için yapılan sayısal analizler, tünellerde ortaya çıkan yer değiştirmelere en büyük etkinin zemin ve yapı arasındaki görece rijitliğin, yani esneklik oranının olduğunu göstermiştir (Wang, 1993).

Yukarıda bahsedilen yöntemler Kurtuldu, vd. (2014), tarafından dairesel kesitli tünellerin deprem etkileri altında analizi için irdelenmiştir.

## 3. T TİPİ ELİPS KESİTLİ BİR TÜNELİN SİSMİK ANALİZLERİ

T tipi elips kesit çoğunlukla metro tünellerinde makas ve diğer geniş yeraltı yapılarında kullanılmaktadır. Bu bildiride gözönüne alınan T tipi elips kesitin geometrisi Şekil 2'de verilmiş olup kazı genişliği 13.94m, kazı yüksekliği 8.77m'dir.




Şekil 2. T tipi elips tünel kesiti geometirisi

Bu tünel kesitinin deprem etkisinde davranışını incelemek için üç farklı rijitlikte jeolojik ortam için yukarıda açıklanan açık alan ve zemin yapı etkileşimi yaklaşımları gözönüne alınarak sayısal analizler yapılmıştır. Bu analizlerde göz önüne alınan jeolojik ortam rijitliği ve kaplamanın görece rijitliğine göre oyuk veya oyulmamış durumda basitleştirilmiş çözümler ile basitleştirilmiş çerçeve yöntemi ve pseudo statik analiz yöntemleri kullanılmıştır. Analizlerin tümü statik olarak sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Tünel kaplaması 50cm kalınlığında C30/37 sınıfı beton olarak tanımlanmıştır. Analizler zemin ve kaya mekaniği problemlerinin çözümü için geliştirilmiş PHASE programı ile yapılmıştır. Analizlerde zemin ve kaya ortamlar için elasto-plastik davranış, tünel kaplamasının davranışı lineer elastik olarak dikkate alınmıştır. Jeolojik ortamlar için malzeme parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Analizlerde göz önüne alınan jeolojik ortamların malzeme parametreleri

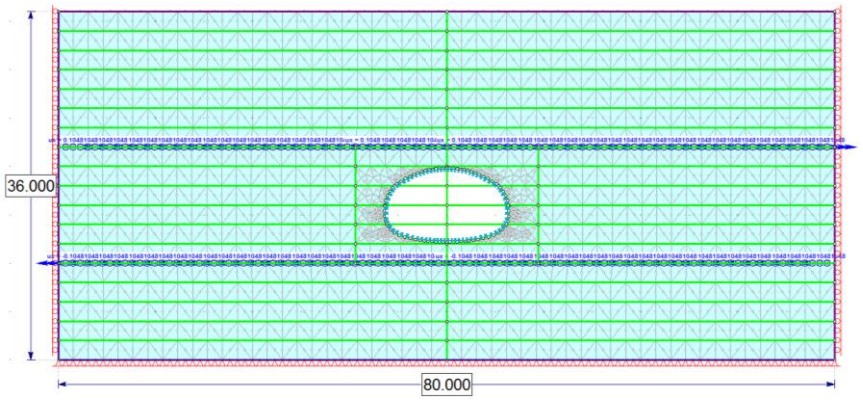
| Parametre | Sembol | Birim | Kaya | Ayrışmış kaya | Yumuşak zemin |
|---|---|---|---|---|---|
| Birim hacim ağırlık | $\gamma$ | kN/m$^3$ | 23 | 21 | 16 |
| Elastisite modulü | E | MPa | 300 | 70 | 20 |
| Poisson oranı | $\upsilon$ | - | 0.30 | 0.30 | 0.35 |
| Kohezyon | c | kPa | 50 | 10 | 0 |
| Kayma muk. açısı | $\phi$ | ° | 35 | 35 | 30 |
| Kayma dalgası hızı | $C_s$ | m/s | 750 | 350 | 150 |

Gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizlerin ayrıntıları ve sonuçları aşağıda verilmiştir.

### 3.1 Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi

Bu sayısal analiz yaklaşımında sonlu elemanlar modelde tünelin altında ve üstünde, tünele belli bir uzaklıkta birbirine zıt yönde yatay yer değiştirmeler uygulanmış ve bu yer

değiştirmeler deprem etkisinde tünel kaplamasında oluşması beklenen yer değiştirmelere ulaşılıncaya kadar değiştirilmiştir (Şekil 3).




Şekil 3. Maksimum tünel yer değiştirmesine göre yapılan basitleştirilmiş analizde kullanılan SE model

Çizelge 2. Tünel sismik analizinde kullanılan parametreler

| Parametre | Sembol | Birim | Kaya | Ayrışmış kaya | Yumuşak zemin |
|---|---|---|---|---|---|
| Pik yer ivmesi | PGA | g | 0.31 | 0.47 | 0.63 |
| Pik yer hızı | PGV | cm/s | 97 | 140 | 208 |
| Kayma dalgası hızı | $C_s$ | m/s | 750 | 350 | 150 |
| Pik Parçacık hızı | $V_s$ | cm/s | 24 | 52 | 105 |

Çizelge 2'de verilen parametreler kullanılarak açık alan ve zemin yapı etkileşimi yaklaşımlarının kapalı form çözümlerinden hesaplanan parametreler Çizelge 3'te verilmiştir.

### 3.2 Açık Alan Kayma Deformasyonu Analizi

Yularıda açıklanan sıkışabilirlik ve esneklik oranları ile kapalı form çözümler sadece dairesel veya dörtgen kesitli yeraltı yapıları için uygulanabilmektedir. Ancak hem geometriden bağımsız olarak hemde zemin-yapı etkileşimininde göz önünde bulundurulduğu basitleştirilmiş çözümleme yapmak mümkündür.

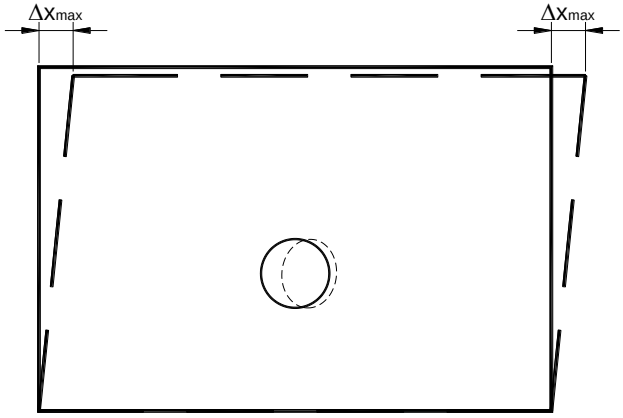
Bu yaklaşımda, öncelikle depremde oluşması beklenen maksimum kayma şekil değiştirmesi $\gamma_{max}$, beklenen deprem etkisinde jeolojik ortamdaki pik kayma dalgası hızı $V_s$'in, ortamın kayma dalgası hızı $C_s$'e oranından aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Newmark, 1969) :

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \tag{1}$$

$V_s$ parçacık hızı Power vd. (1996) tarafından deprem büyüklüğü, jeolojik ortam rijitliği ve faya uzaklığa göre verilen pik yer hızları önerilerinden alınmıştır. Tünelin faya 20 km uzaklıkta, yüzeyden 20 m derinlikte yumuşak kaya, ayrışmış kaya ve yumuşak zeminde yer aldığı varsayımı ile pik yer hızları belirlenmiştir. Analizlerde göz önüne alınan jeolojik ortamların kayma dalgası ve pik yer hızları ile parçacık hızları Çizelge 2'de verilmiştir.

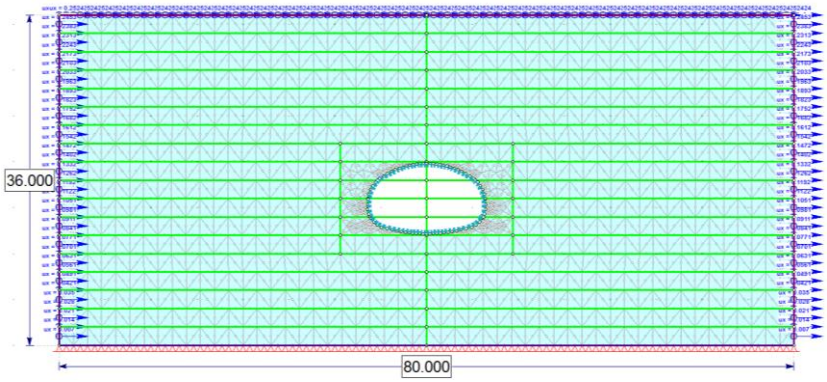
Daha sonra (1) eşitliği ile bulunan maksimum kayma şekil değiştirmesi (2) eşitliğinde yerine konarak elde edilen maksimum yanal yer değiştirmeler, modelin yan sınırlarına uygulanmıştır (Pescara vd., 2011). Uygulanan yanal yer değiştirmeler sonucunda model ve tünel deformasyonu Şekil 4'te gösterilmiştir.

$$\Delta x_{max} = h_{mod}\gamma_{max} \quad (2)$$




Şelik 4. Maksimum Açık Alan Kayma Şekil Değiştirmesi

Bu eşitlikte $\Delta x_{max}$= SE model kenarlarına uygulanan maksimum yer değiştirme, $h_{mod}$=SE model yüksekliği, $\gamma_{max}$=deprem etkisinde oluşması tahmin edilen maksimum kayma şekil değiştirmesidir. Bu şekilde belirlenen yanal yer değiştirmeler ve geliştirilen SE model Şekil 5'te verilmiştir.

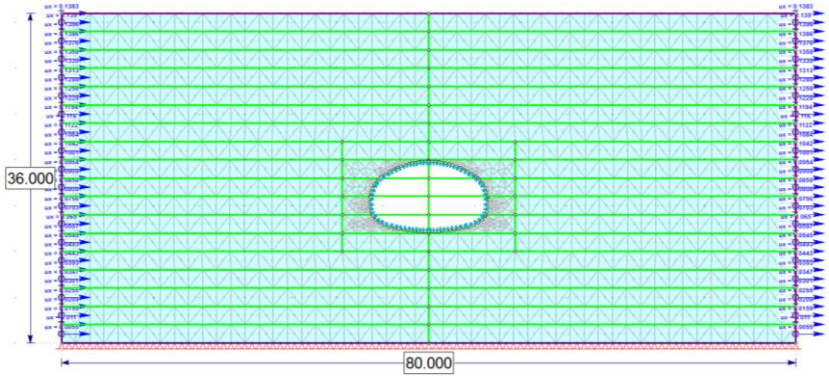



Şekil 5. Açık Alan Kayma Deformasyon analizi için geliştirilen SE model

### 3.3 Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi

Bu yöntem esas alınarak gerçekleştirilen analizde Şekil 6'de verilen sonlu elemanlar modeli kullanılmıştır. Sismik tepki analizlerinde deprem kaydı olarak 17 Ağustos Kocaeli Depremi Arçelik kaydı 0.3g değerine ölçeklendirilerek kullanılmıştır. Bu yöntemin uygulanmasında izlenen yol aşağıda sırası ile tariflenmiştir:

- İlk olarak, bir boyutlu serbest alan için zemin tepki analizleri gerçekleştirilir. Bu analizler için EERA, SHAKE vb 'Eşdeğer-Lineer Deprem Saha Tepki Analiz' yazılımları kullanılabilir. Tünelin inşa edileceği en kritik zemin profilleri; belirlenen deprem kayıtları ile sarsılır. Analizler neticesinde zemin ve sismik aktivite ile ilgili birçok parametre irdelenebilmektedir.
- Bu analizler sonucunda elde edilen deplasmanlar arasında; zemin yüzeyi ve mühendislik kayası arasındaki deplasman farkı en yüksek olan deprem kaydı ve bu doğrultuda zemin deplasman değerleri en yüksek olanlar belirlenir,
- Bu analizler sonucunda açık alan koşulunda elde edilen en kritik deplasman profilinin, nümerik modelde yapının aktive edilmediği durumdaki zemin profiline etki ettirilmesidir,
- Açık alan analizinde, tünel ekseninde, bir boyutlu tepki analizinde belirlenen göreceli deplasmanlara ulaşıldıktan sonra; belirlenen bu deplasman değerleri, nümerik modelde yapının aktive edildiği zemin profiline uygulanır.
- Bu yöntemin en büyük avantajı, farklı zemin profillerinde inşa edilecek olan aynı enkesitli tüneller için oldukça pratik bir çözüm sunmasıdır.




Şekil 6: Basitleştirilmiş çerçeve yöntemi ile analizde kullanılan SE model

### 3.4. Statik Gibi (Pseudo-static) Deprem Analizi

Sismik tasarım için şevlerin ve istinat yapılarının analizinde sıklıkla kullanılan bu yöntem deprem etkisi altındaki tünellerin analizinde de kullanılmaktadır. Bu yaklaşımın kullanıldığı sayısal analizlerde, olası deprem etkisine uygun bir yanal etkin yerçekimi ivmesi değeri ile öz ağırlıklar ve düşey kuvvetler çarpılarak atalet etkilerinin göz önüne alındığı deformasyon analizleri yapılmaktadır. Bu çalışma için yukarıda açıklanan analizlerde kullanılan SE modelinde yatay ivme olarak bir boyutlu sismik tepki analizlerinden hesaplanan pik yüzey ivmesinin yarısı kullanılmıştır. Buna göre Statik Gibi analizlerde kaya için 0.155g, ayrışmış kaya için 0.235g ve yumuşak zemin için 0.315g değerleri kullanılmıştır.

## 4. ANALİZ SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Yukarıda açıklaması verilen deformasyon analizlerinin sonuçları Çizelge 4'te görüldüğü şekilde karşılaştırılmıştır. Çözüm sonuçları irdelendiğinde, Açık Alan Kayma Deformasyonu

Analizi ile Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi sonuçları eksenel yük, kesme kuvveti ve eğilme momenti açısından oldukça yakın sonuçlar vermekte olup, zeminin rijitliğinin azalması durumunda Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi çözümünde %40'ları bulan farklar ortaya çıkmaktadır. Eksenel yükler açısından yöntemler arasında büyük farklar oluşmamaktadır. Ancak ortamın rijitliği azaldıkça, özellikle eğilme momenti değerleri arasındaki fark büyümektedir.

Yer değişirmeler açısından bakıldığında ise Basitleştirilmiş Deformasyon Analizleri her üç jeolojik ortam için diğer yöntemlerden daha büyük kaplama yer değiştirmeleri vermiştir. Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi sonucu ortaya çıkan yer değiştirmelerin Statik Gibi analizi sonucu ortaya çıkan yer değiştirme sonuçları ile, Açık Alan Kayma Deformasyon Yöntemi yer değiştirme sonuçları ile de Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi yer değiştirme sonuçlarının yakın olduğu görülmektedir.

Çizelge 4. Analiz sonuçlarında elde edilen kesit tesirleri

| Analiz Yöntemi | Kesit tesiri | Birim | Kaya | Ayrışmış kaya | Yumuşak zemin |
|---|---|---|---|---|---|
| Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi | $N_{max}$ | kN/m | 2227 | 2289 | 2149 |
| | $Q_{max}$ | kN/m | -368 | -735 | -1010 |
| | $M_{min}$ | kNm/m | -565 | -1490 | -2606 |
| | $M_{max}$ | kNm/m | 298 | 983 | 1877 |
| Açık Alan Kayma Deformasyonu Analizi | $N_{max}$ | kN/m | 2085 | 2162 | 1889 |
| | $Q_{max}$ | kN/m | -356 | -692 | -885 |
| | $M_{min}$ | kNm/m | -513 | -1303 | -1883 |
| | $M_{max}$ | kNm/m | 298 | 932 | 1555 |
| Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi | $N_{max}$ | kN/m | 2087 | 2169 | 1843 |
| | $Q_{max}$ | kN/m | -348 | -640 | -852 |
| | $M_{min}$ | kNm/m | -473 | -1130 | -1756 |
| | $M_{max}$ | kNm/m | 296 | 887 | 1511 |
| Statik Gibi | $N_{max}$ | kN/m | 2143 | 2231 | 2037 |
| | $Q_{max}$ | kN/m | -363 | -722 | -914 |
| | $M_{min}$ | kNm/m | -513 | -1354 | -2000 |
| | $M_{max}$ | kNm/m | 302 | 952 | 1553 |

Çizelge 5. Analiz sonuçlarında elde edilen kaplama yer değiştirme değerleri (mm)

| Analiz Yöntemi | Birim | Kaya | Ayrışmış kaya | Yumuşak zemin |
|---|---|---|---|---|
| Basitleştirilmiş Deformasyon | mm | 4.52 | 20.13 | 70.27 |
| Açık Alan Kayma Deformasyonu | mm | 2.61 | 7.83 | 20.32 |
| Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi | mm | 1.00 | 7.16 | 14.00 |
| Statik Gibi | mm | 2.07 | 12.02 | 33.57 |

## 5. SONUÇLAR

Bu bildiride, çoğunlukla metro tünellerinde uygulanan T tipi elips kesite sahip tünellerin sismik etkiler altındaki davranışları, sayısal analizler yardımı ile çeşitli basitleştirilmiş yaklaşımlar ile incelenmiş ve sonuçlar kıyaslamalı olarak gösterilmiştir. Bu bağlamda yumuşak kaya, ayrışmış kaya ve yumuşak zemin ortamlarda T tipi elips kesitli bir tünel

kaplaması gözönüne alınarak gerçekleştirilen analizlerden elde olunan bulgular ışığında aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1. Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi, Açık Alan Kayma Deformasyonu Yaklaşımı, Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi ve Statik Gibi yöntemlerle homojen ortamlar için yapılan analiz sonuçları birbirleri ile tutarlıdır.
2. Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi'nde, tünel çevresindeki jeolojik ortamda plastik deformasyonların ortaya çıktığı durumlarda gerçekçi sonuçlar vermediği bilinmektedir. Nitekim bu çalışmada elde edilen sonuçlara bakıldığında yumuşak zemin durumu için elde olunan kesit tesirleri ve yer değiştirmeler diğerlerinden %40 daha büyüktür. Bu durum Basitleştirilmiş Deformasyon Analizi yaklaşımının oldukça basit olmasına karşın homojen ortamlar için geliştirilen kapalı çözümlerden belirlenen yer değiştirmeleri dikkate aldığından özellikle dairesel olmayan enkesitli tünellerde gerçekçi sonuçlar vermemektedir.
3. Sahaya özgü sismik tepkiyi Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi göz önüne aldığından bu yöntemle yapılan analizlerin daha gerçekçi olduğu söylenebilir. Açık Alan Kayma Deformasyonu Yaklaşımı bu yönteme yakın sonuçlar vermiş olmakla birlikte uygulaması daha basittir. Bu iki yöntemin en büyük avantajlarından biri tabakalı ortamlarda da uygulanabiliyor olmasıdır.
4. Statik Gibi analizlerden elde olunan kesit tesirleri, gerek kaya ortamında gerekse ayrışmış kaya ve yumuşak zemin ortamlarında Açık Alan Kayma Deformasyonu Yaklaşımı ve Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi kesit tesirleri sonuçlarına yakın çıkmıştır.
5. Dairesel olmayan kesitli tünellerin deprem etkisinde tasarımı için bu çalışmada ele alınan yaklaşımların tamamı, dinamik analiz yerine, statik deformasyon analizlerine dayanmaktadır. Uygulamada bu yaklaşımlar pratik olmakla birlikte özellikle farklı tabakalar ve diğer tünellerin yer aldığı karmaşık durumlar için sismik analizler yapılması gerekmektedir.

## KAYNAKLAR

Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C. H., 2000. EERA - a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits, User's Manual. University of Southern California, Los Angeles, CA.

Dowding, C.H., Rozen, A., 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. J. Geotech. Eng. Div., ASCE 104 (GT2), 175-191.

Duke, C.M., Leeds, D.J., 1959. Effects of Earthquakes on Tunnels: Paper Presented at the RAND Second Protective Construction Symposium, March 24-26.

Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I-C. (2001), 'Seismic Design and Analysis of Underground Structures', in the Journal "Tunnelling and Underground Space Technology", Vol. 16, Nr. 4, pp. 247-293, Year 2001.

Hwang, R.N., Lysmer, J., 1981. Response of buried structures to traveling waves. J. Geotech. Eng. Div., ASCE 107 (GT2), 183-200.

Kaneshiro, J.Y., Power, M., Rosidi, D., 2000. Empirical correlations of tunnel performance during earthquakes and aseismic aspects of tunnel design. Proceedings of the

Conference on Lessons Learned From Recent Earthquakes - On Earthquakes in Turkey 1999, November 8-11.

Kuesel, T.R., 1969. Earthquake Design Criteria for Subways. J. Struct. Div., ASCE ST6, 1213-1231.

Kurtuldu, L., Berilgen, M.M., Yeşilçimen, Ö., 2014. Dairesel Enkesitli Tünellerin Basitleştirilmiş Sismik Analizleri, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi, Ekim 16-17.

Lysmer, J., Seed, H. B. and Schnabel, P. B. (1971) "Influence of Base–Rock Characteristics on Ground Response," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1213-1232.

Navarro, C., 1992. Effect of adjoining structures on seismic response of tunnels. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 16, 797-814.

Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report no. FHWA/RD-80/195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.

Penzien, J., Wu, C.L. (1998), 'Stresses In Linings Of Bored Tunnels', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 283-300 (1998)

Penzien, J. (2000), 'Seismically induced racking of tunnel linings', Earthquake Engng Struct. Dyn. 2000; 29:683-691

Pescara, M., Gaspari, G.M., Repetto, L. (2011), 'Design of Underground Structures Under Seismic Conditions: a Long Deep Tunnel and a Metro Tunnel', ETH Zurich – 15 dec. 2011 Colloquium on seismic design of tunnels

Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J., 1998. Seismic vulnerability of tunnels-revisited. In: Ozedimir, L., (Ed.). Proceedings of the North American Tunneling Conference. Elsevier, Long Beach, CA, USA.

Sharma, S., Judd, W.R., 1991. Underground opening damage from earthquakes. Eng. Geol. 30, 263-276.

St. John, C. M., Zahrah, T. F., (1987). "Aseismic Design of Underground Structures', Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 2, No. 2.

Stevens, P.R., 1977. A review of the effects of earthquakes on underground mines. United States Geological Survey Open File Report 77-313. US Energy Research and Development Administration, Reston, VA.

Unutmaz, B., Çetin, K. Ö., Gökyay, M.C. (2008), 'Gömülü Yapilarin Zemin-Yapi-Deprem Etkileşiminde Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi', Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, 16-17 Ekim 2008, Selçuk Üniversitesi, Konya

Wang, J.N. (1993) - Seismic design of tunnel – A simple state of the art design approach. Parson Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, Monograph 7.

# SIVILAŞABİLİR ZEMİNLERDE JET GROUT KOLONLARININ ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZİ

## NUMERICAL ANALYSIS OF EFFECTS OF JETGROUT COLUMNS ON LIQUEFIABLE SOILS

**Münire Dülger[1], Pelin ÖZENER[2]**

## ÖZET

Kohezyonsuz ve suya doygun kumlu ve siltli zeminlerde geçici ve tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının artması sonucunda sıvılaşma meydana gelmektedir. Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerin sıvılaşmaya karşı direncini artırmak için çeştili iyileştirme yöntemleri kullanılmakta olup bunlar arasında uygulamada en sık kullanılanı Jet grout ile zemin iyileştirmesidir. Bu çalışmada 1999 Kocaeli depremi (M=7.4) sırasında sıvılaşmanın meydana geldiği gözlenmiş olan ve jet grout kolonları ile iyileştirilmiş bir saha UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılarak analiz edilmiştir. Nümerik analizlerde jet grout kolonlarının sıvılaşabilir zeminlerdeki davranışı incelenerek farklı alan oranlarındaki ve rijitlikteki jet grout kolonlarının zemin iyileştirmedeki etkisi parametrik çalışmalarla değerlendirilmeye çalışılmıştır. Yapılan analizler sonucunda jet grout kolonlarının depremler sırasında oluşan kayma gerilmelerini azaltmada önemli rol oynadığı ve alan oranının ve rijitlik oranının çevrimsel kayma gerilmesi azaltma faktörünü de ($S_R$) önemli derecede sonucuna varılmıştır.

**Anahtar sözcükler:** Sıvılaşma, Jet Grout kolonları, Zeminlerin İyileştirilmesi

## ABSTRACT

Liquefaction takes place in saturated sands and silts under transient and repeated loading conditions. Several soil improvement methods are used to increase the liquefaction resistance of liqueafible soils. One of the most common used method is improving the liqueafiable soil with jet grout columns. In this study, a series of numerical studies were carried out to investigate the effectiveness of jet grout columns in liquefaction mitigation. For this purpose, performance of a site where the soils were improved with jet-grout columns and subjected to liquefaction during 1999 Kocaeli Earthquake were investigated through parametric analysis using an effective stress based model UBC3D-PLM. In order to be able to show the effect of jet grout columns on the reduction of liquefaction potential, numerical analysis were performed for different ratios of stiffness for the jet grout columns and improved soil and different area ratios. As a result of the numerical analysis, it is seen

[1] Yüskek Lisans Öğrencisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik ABD, dulgermd@gmail.com
[2] Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik ABD, tohumcu@yildiz.edu.tr

that jet-grout columns play important role in the reduction of shear stress generated during earthquake loading. The numerical analysis also showed that area aratio and stiffness ratio have significant effect on the ratio of shear stress reduction factor.

**Keywords:** Liquefaction, Jetgrout columns , Soil Improvement

# 1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği yapılarının gerçekçi, uygun ekonomik temel zemini tasarımı ancak detaylı deneysel çalışmalar ve geoteknik modellemeler yardımıyla gerçekleştirilebilir. Sismik aktivitenin ülkemiz gibi yüksek olduğu yerlerde zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışının modellenmesi özellikle sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerde yapılacak yapıların performası için büyük önem taşımaktadır. 1999 Kocaeli (M=7.4) depreminde sıvılaşma potansiyeline sahip zemin tabakaları içeren bir sahada jet grout yöntemi ile zemin iyileştirilmesi yapılmış ve iyileştirilmemiş zemin tabakaları bulunan arazide deprem sonrası oluşan etkiler açıkça gözlenmiştir. Bu çalışmada, Adapazarı ili CarrefourSA alışveriş merkezi sahası arazi modeli kullanılarak PLAXIS sonlu elemanlar programında yer alan UBC3D-PLM modeli kullanılarak dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. yardımıyla jet groutların zemin iyileştirmedeki etkisi farklı alan oranları ve farklı rijitlikler için araştırılmıştır.

# 2. PLAXIS SIVILAŞMA MODELİ

Bu çalışmada kullanılan UBC3D-PLM model çevrimsel yükleme altında zeminin mekanik davranışını tanımlayan efektif gerilme modelidir. UBC3D-PLM model, orijinal 2 boyutlu UBCSAND modeline (Puebla vd.,1997), (Beaty ve Byrne,1998) tarafından geliştirilen modelin tanıtılmasıyla oluşturulmuş 3 boyutlu formülasyondur. Daha sonra UBC3D-PLM modulü (Tsagaye, 2010) geliştirilerek Plaxis programına kullanıcı tanımlı bir model olarak eklenmiştir. UBCSAND model ile UBC3D-PLM arasındaki fark, UBC3D-PLM modelde MohrCoulomb kriterinde 2D yerine 3D asal gerilme alanını kullanılmasıdır. UBC3D-PLM Drucker-Prager kriteri modifiye edilmiş plastik potansiyel foksiyonuna sahiptir. Modelin bu versiyonunda UBC3D-PLM çevrimsel yükleme esnasında boşluk suyu basıncının gelişiminin daha iyi tahmini için zeminin pekleşme kuralını da kullanır. Bu nedenle UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralıyla ilişkili klasik plastisite teorisini temel alan efektif gerilme modelidir. Pekleşme kuralı, verilen gerilmelerde plastik kayma birim deformasyonlarıyla mobilize sürtünme açısını dikkate almaktadır. Modeldeki akma kuralı ise enerji göz önünde bulundurularak basitleştirilmiş ve doğrusallaştırılmış Rowe (1962) tarafından geliştirilmiş gerilme-dilatasyon teorisini temel almaktadır. Kritik akma yüzeyi aşağıdaki denklemle ifade edilir:

$$f_m = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left( \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} + c' \cot\varphi'_p \right) sin\varphi_{mob} \quad (1)$$

Buradaki $\sigma'_{max}$ ve $\sigma'_{min}$ maksimum ve minimum gerilmelerdir. $\phi_p$ ve $\phi_{mob}$ ise pik ve mobilize sürtünme açıları, c kohezyondur. Elastik davranış, aşağıdaki denklemlerle tanımlanmış olan elastik hacim ve kayma modülü ile açıklanır. Buradaki $K_B^e$ elastik hacim modulü, $K_G^e$ elastik kayma modülü, p' efektif gerilme, $P_A$ referans gerilme (genellikle 100 kpa eşit), ve $k_B^e$, $k_G^e$ sırasıyla hacim ve kayma modülü değerleri ve $m_e$, $n_e$ rijitliğe bağlı oran olarak belirlenen elastik üstel sayılardır. Eğer yükleme devam ederse, zemin deformasyonları plastikleşir ve ilk kez akma yüzeyine ulaşılır. Mobilize sürtünme açısının artışıyla plastik kayma birim deformasyon artışlarıyla ilgili hiperbolik sertleşme kuralıyla tanımlanan plastik sertleşme oluşur (Beaty ve Byrne 1998).

$$K_B^e = k_B^e \cdot P_A \cdot \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{me} \tag{2}$$

$$K_G^e = k_G^e \cdot P_A \cdot \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{ne} \tag{3}$$

$$G^* = k_G^p \cdot \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{np} \left\{\left(1 - \frac{sin\varphi_{mob}}{sin\varphi'_p}\right) R_f\right\}^2 \tag{4}$$

Buradaki $k_G^p$ plastik kayma deformasyon modulü sayısı, $n_p$ plastik kayma modülü üssü ve $n_f/n_{ult}$ göçme oranıdır, $n_f$ göçme anında gerilme oranı ve $n_{ult}$ asimptot gerilmedir.

## 3. JET GROUT KOLONLARI İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ ZEMİNDE DEPREM SIRASINDA OLUŞAN KAYMA GERİLMELERİNİN HESAPLANMASI

Jet grout kolonları ile iyileştirilmiş bir zeminde oluşan kayma gerilmelerinin hesabında zemin ile jet grout kolonlarının arasındaki rijitlik farkı esas alınır. Diğer bir deyişle, Jet grout ile iyileştirlmiş bir zemin tabakasında deprem sırasında oluşan kayma dalgalarından zemine gelen kayma gerilmelerini jet grout kolon elemanları ve zemin ile birlikte taşınmaktadır. Deformasyon şartından dolayı rijitliği fazla olan kolon elemanları kayma gerilmelerinin büyük bir kısmını taşıyabilmektedir. Jetgroutların rijtliğini temsil eden kayma modülü aşağıdaki şekilde hesaplanabilmektedir.

$$E_{JG} = 4730\sqrt{f_{JG}} \qquad (MPa) \tag{5}$$

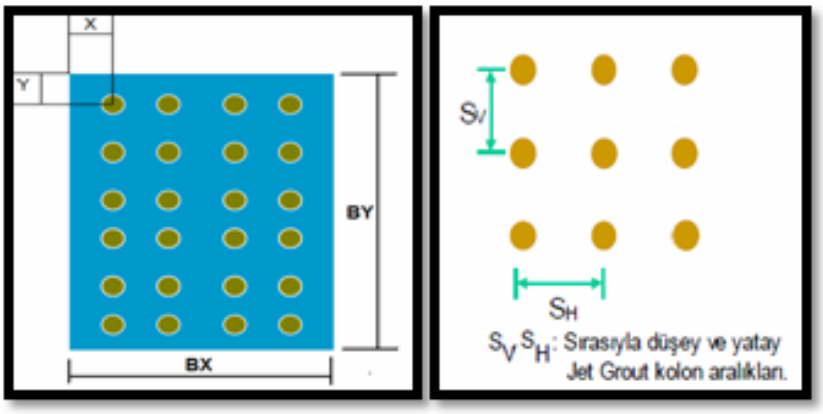
$$G_{JG} = \frac{E_{JG}}{2 \times (1+\nu)} \tag{6}$$

Burada, $f_{JG}$ Mpa cinsinden jetgroutun serbest basınç mukavemeti, $E_{JG}$ ise deformasyon modülüdür.

Jetgrout kolonlar arasındaki mesafelerin yatay ve düşey yönde sırası ile $S_h$ ve $S_V$ olması halinde birim hücre alanı

$$A = S_h S_v \tag{7}$$

olarak hesaplanabilir.




Şekil 1. Jetgrout kolon aralıkları ve mesafeleri

Yapılan zemin değiştirmesi miktarını tanımlamak için Jetgrout kolon kesit alanının birim hücre toplam alanına oranı ($a_r$) aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$a_r = \frac{A_{JG}}{A} \tag{8}$$

jet grout kolonları dışında kalan alanın toplam birim hücre alanına oranı ($a_s$) ise aşağıdaki şekilde belirlenebilir:

$$a_s = \frac{A_s}{A} = 1 - a_r \tag{9}$$

Bu durumda birim hücre kavramının kare veya eşit kenar üçgen konfigürasyona sahip jet grout kolon grupları üzerinde kısmen üniform yük dağılımları için geçerli olduğu varsayılmaktadır.

$$\tau = \tau_s a_s + \tau_{JG} a_r \tag{10}$$

Jet grout kolonlarının tekrarlı kayma gerilmesi oranına olan etkisi azaltma faktörü olarak tanımlanan $S_R$ değeri ile aşağıdaki şekilde hesaplanabilecektir:

$$S_R = \frac{\tau_S}{\tau} = \frac{1}{G_r} \times \frac{1}{\left( a_r + \frac{1}{G_r}(1 - a_r) \right)} \tag{11}$$

$$G_r = \frac{G_{jg}}{G_s} \tag{12}$$

Burada, $G_r$ değeri jetgrout kolon elemanlarının kayma modülünün onları çevreleyen zeminin kayma modülüne oranıdır. Bu durumda, deprem sırasında oluşan kayma gerilmelerinin büyük bir kısmı kolonlar tarafından taşındığından, Jet grout kolonları ile iyileştirilmiş bir zemin için çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR) aşağıdaki şekilde hesaplanabilmektedir:

$$\text{CSR} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) r_d \tag{13}$$

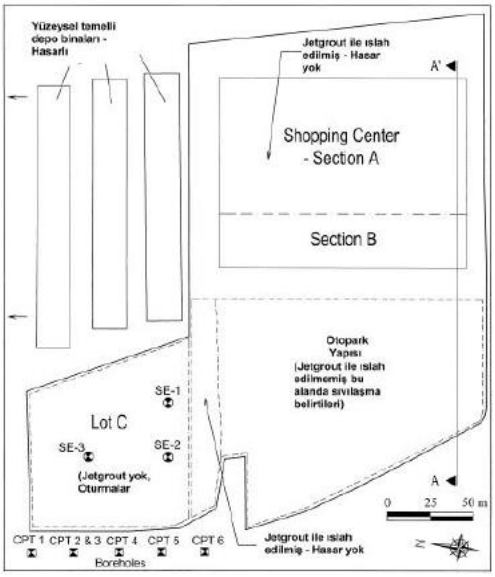
$$CSR_{jetgrout} = (\text{CSR})^* S_R \tag{14}$$

Bu durumda sıvılşamaya karşı güvenlik sayısı da aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

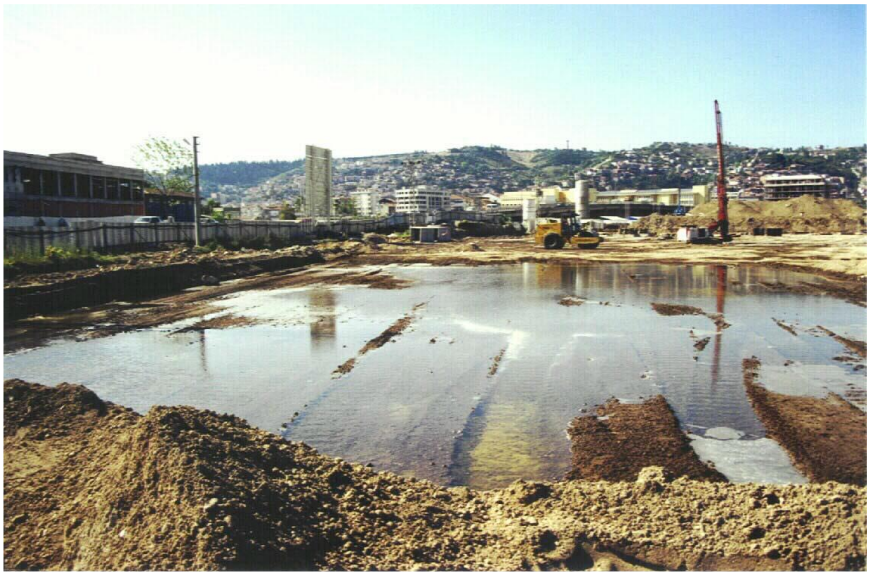
$$\overline{FS_\ell} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR}{S_R \times CSR} \tag{15}$$

### 3.1 CarrefourSA İzmit Sahası (17 Ağustos 1999, Mw=7.4 Kocaeli Depremi)

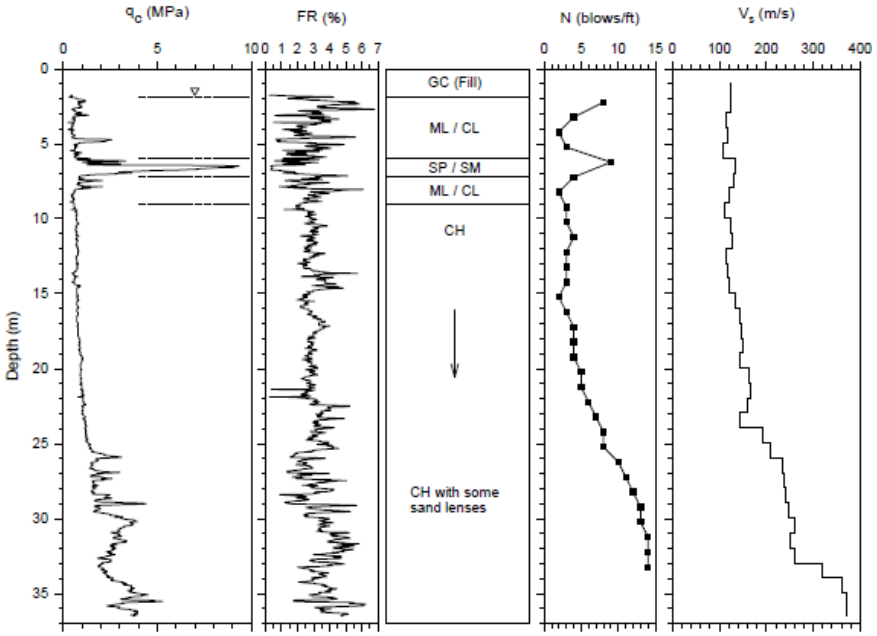
17 Ağustos 1999 Kuzey Anadolu Fayı'nın yırtılması ile $M_w$=7.4 büyüklüğünde Kocaeli-Gölcük depremi meydana gelmiştir. Bu deprem sırasında bu yörede yer alan çeşitli yapıların temel ve temel zemini davranışları detaylı olarak incelenmiştir (Martin vd. (2004)). Şekil 2'de görüldüğü gibi Alışveriş merkezi olarak inşa edilen CarrefourSA İzmit sahasında deprem oluştuğu tarihte, sahanın zemin iyileştirmesinin yalnız bir kısmının tamamlanmış olmasından dolayı, iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş kısımların kıyaslanması yönünden çok değerli bir vaka analizidir (Durgunoğlu vd. (2001), Martin vd. (2004)). 1999 Kocaeli depreminden sonra Carrefoursa alışveriş merkezinde bazı kısımlarda oturmalar ve buna bağlı hasarlar meydana geldiği gözlenmiştir (Şekil 3). Sahada yapılan zemin etüdleri kapsamında yapılan CPT ve SPT deney sonuçları ve sahaya ait zemin profili Şekil 4 'de özetlenmektedir. Görüldüğü gibi 6.5m ve 9.0m arasında yer alan siltli kum, SM ile kumun üzerinde ve altında yer alan düşük plastisiteli ML/CL, siltli-kil tabakasının sıvılaşma riski taşımaktadır.



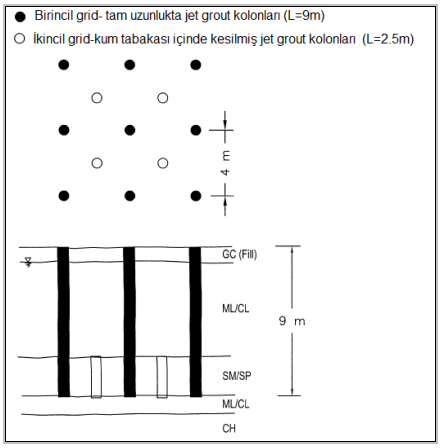

Şekil 2. Deprem sonrası gözlenen hasarlar ile iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş alanları gösteren Carrefoursa alışveriş merkezi yerleşim planı (Martin vd. 2004)



Şekil 3. Deprem sonrası Carrefoursa alışveriş merkezi sahası




Şekil 4. Carrefoursa İzmit sahasi iyileştirme öncesi yapılan CPT ve SPT deney sonuçları (Martin vd. (2004)

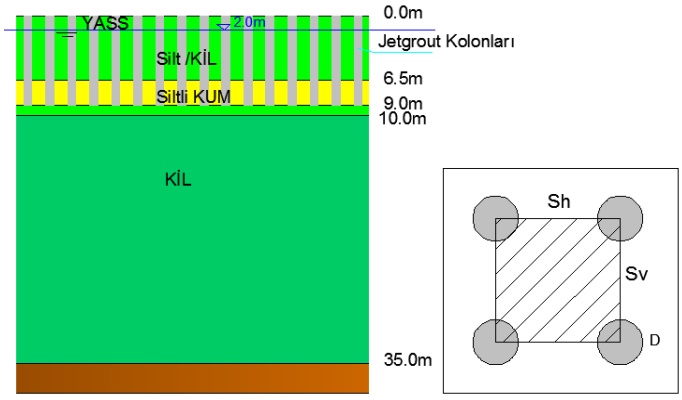



Şekil 5. Carrefoursa sahası alışveriş merkezi yapısı altında uygulanan jetgrout yerleşimi.

Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zemin tabakası üzerinde yer alan CarrefourSa alışveriş merkezi altında, sıvılaşma riskini azaltmak amacı ile jet-grout ile zemin iyileştirmesi yapılmıştır. Şekil 5'de Carrefoursa sahası alışveriş merkezi yapısı altında uygulanan jet grout yerleşim planı gösterilmektedir. Uygulanan jet grout planına göre alan değiştirme oranı sıvılaşabilir silt tabakasında %7 üstteki tabakada ise %2 olmaktadır. Otopark alanında ise herhangi bir zemin iyileştirmesi yapılmamıştır.

### 3.2 Sahada Uygulanan Jet Grout Kolonlarının Sıvılaşmaya Karşı Etkisinin Sayısal Analizi

Sahada uygulanan jet grout kolonlarının sıvılaşmaya karşı etkisini inceleyebilmek için PLAXIS sonlu elemanlar programında UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılarak çeşitli analizler yapılmıştır. Nümerik analizlerde jet grout kolonlarının sıvılaşabilir zeminlerdeki davranışı incelenerek farklı alan oranlarındaki ve rijitlikteki jet grout kolonlarının zemin iyileştirmedeki etkisi parametrik çalışmalarla değerlendirilmeye çalışılmış ve sonuçları aşağıda özetlenmiştir. Sayısal modellemelerde Şekil 6'da verilen jet grout planı uygulanmıştır. Sayısal analizlerde kullanılan UBC3D-PLM model parametreleri Çizelge 1'de, jet grout kolonları için kullanılan malzeme parametreleri ise Çizelge 2'de verilmiştir.




Şekil 6. Zemin kesiti ve jetgroutların yerleşimi

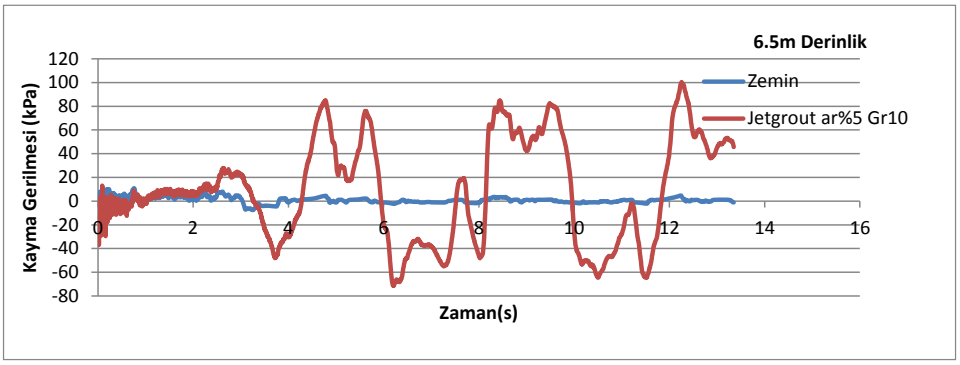
Çizelge 1. Nümerik analizlerde kullanılan UBC3D-PLM model parametreleri

| **UBCS3D-PLM** | **Kum** |
|---|---|
| $(N_1)_{60}$ | 9 |
| $\varphi_{cv}$ | 33 |
| $\varphi_p$ | 34 |
| $k_{Ge}$ | 902 |
| $k_{Be}$ | 632 |
| $k_{GP}$ | 319 |
| $R_f$ | 0.79 |
| $m_e$ | 0.5 |
| $n_e$ | 0.5 |
| $n_p$ | 0.4 |
| fac_hard | 0.45 |
| fac_post | 0.02 |

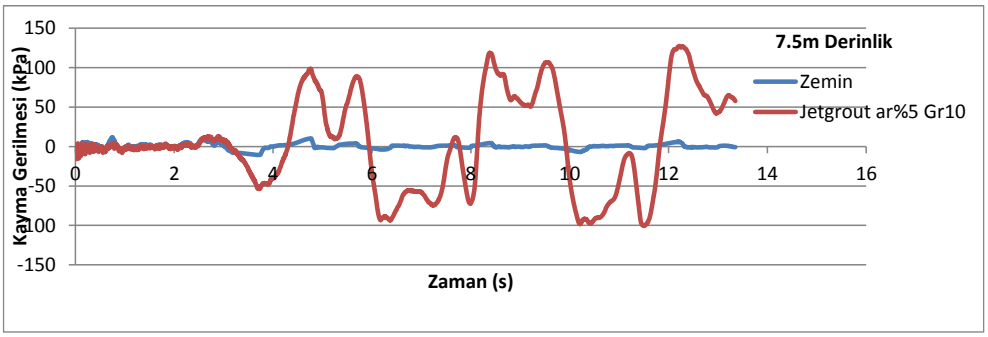
Çizelge 2 Jetgrout kolonları için kullanılan malzeme parametreleri

| **Lineer Elastik** | **Jetgrout** |
|---|---|
| $\gamma_{unsat}$ (kN/m$^3$) | 25 |
| $\gamma_{sat}$ (kN/m$^3$) | 25 |
| E | 586000 |
| $\nu$ | 0.25 |
| G | 234400 |
| $E_{eod}$ | 703200 |
| $V_s$ | 303.1 |

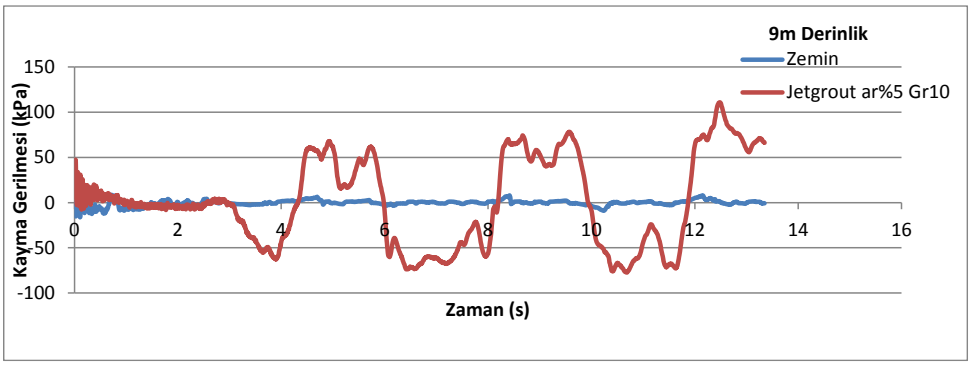
CarrefourSA arazisi için 6.5m ile 9m arasında yer alan sıvılaşabilir siltli kum tabakası için farklı alan oranları ve kayma modülü oranları için analizler yapılmıştır. Analizlerde alan oranı ($a_R$) olarak %3, %5, %10, %15 alan oranlarında ve rijitlik oranı ($G_R$) olarak ise 5, 10, 15, 20 değerleri için parametrik analizler yapılmıştır. Parametrik analizlerde zemin yüzeyinden itibaren 6.5m, 7.5 m ve 9.0m derinliklerde yukarıda verilen farklı alan oranları ve farklı rijitlik oranları için sıvılaşabilir slitli kum tabakasında jet grout kolonlarında ve jet grout kolonları arasındaki zeminde oluşan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi hesaplanmıştır. Örnek olarak Şekil 7, Şekil 8 ve Şekil 9'da kayma modülü Gr=10 ve alan oranı %5 için sırası ile 6.5m , 7.75 m ve 9.0m derinliklerde zemine ve jetgrouta gelen kayma gerilmelerinin değişimi gösterilmiştir.




Şekil 7. 6.5 m derinlikte Kayma modülü Gr=10, alan oranı ar= %5 için zemine ve jetgrouta gelen kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

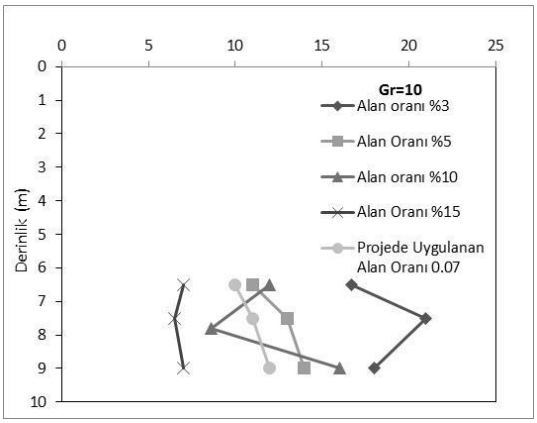



Şekil 8. 7.5 m derinlikte Kayma modülü Gr=10, alan oranı ar= %5 için zemine ve jetgrouta gelen kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



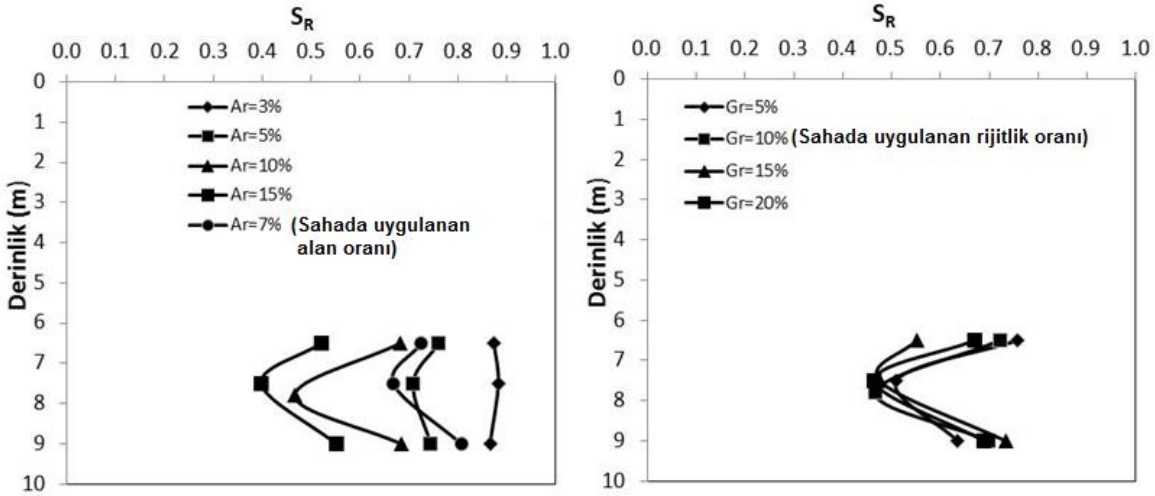

Şekil 9. 9.0 m derinlikte Kayma modülü Gr=10, alan oranı ar= %5 için zemine ve jetgrouta gelen kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

Şekil 7, Şekil 8 ve Şekil 9'da verilen sonuçlardan uygulanan deprem sırasında Jet grout kolonlarına gelen kayma gerilmelerinin zemine gelen kayma gerilmelerinden daha yüksek olduğu ve sıvılaşma sırasında kayma gerilmelerini azaltmada önemli rol oynadığı görülmektedir. Farklı alan oranlarında (%3, %5, %10 ve %15) yapılan nümerik analizler sonucunda kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi Şekil 10'da gösterilmektedir.




Şekil 10. Farklı alan oranlarında zeminde oluşan kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi

Hesaplanan kayma gerilmeleri kullanılarak farklı alan oranları ve farklı rijitlik oranları için çevrimsel kayma gerilmesi azaltma faktörü ($S_R$) de hesaplanarak derinlikle değişimi Şekil 11'de gösterilmiştir. Bu analizler sonucunda jet grout alan oranı arttıkça azaltma faktörünün azaldığı ve dolayısı ile sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının da azaldığı görülmektedir. Şekil 11'de verilen sonuçlar azaltma faktörü üzerinde alan oranının rijitlik oranına göre daha etkili olduğunu göstermektedir. Sahada uygulanan rijitlik oranı %10 ve alan oranı %7 için azaltma faktörünün 0.65 mertebelerinde olduğu ve bu nedenle Kocaeli depremi sırasında jet grout kolonlarının çevrimsel kayma gerilme oranlarında bu seviyede bir azalmaya neden olarak sıvılaşma potansiyelini azaltmış olabileceği kanısına varılmıştır.




Şekil 11. Farklı alan oranları ve farklı rijitlik oranları için çevrimsel kayma gerilmesi azaltma faktörü ($S_R$)

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada 1999 Kocaeli depremi (M=7.4) sırasında sıvılaşmanın meydana geldiği gözlenmiş olan ve jet grout kolonları ile iyileştirilmiş bir saha UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılarak analiz edilmiştir. Nümerik analizlerde jet grout kolonlarının sıvılaşabilir zeminlerdeki davranışı incelenerek farklı alan oranlarındaki ve rijitlikteki jet grout kolonlarının zemin iyileştirmedeki etkisi parametrik çalışmalarla değerlendirilmeye çalışılmıştır. Çalışma sonucunda deprem sırasında Jet grouta kolonlarına gelen kayma gerilmelerinin zemine gelen kayma gerilmelerinden daha yüksek olduğu ve sıvılaşma sırasında kayma gerilmelerini azaltmada önemli rol oynadığı belirlenmiştir. Alan oranının ve rijitlik oranının çevrimsel kayma gerilmesi azaltma faktörünü de ($S_R$) önemli oranda etkilediği ancak, alan oranının rijitlik oranına göre daha etkili olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, sahada uygulanan %10 rijitlik oranı ve %7 alan oranı için azaltma faktörünün 0.65 mertebelerinde olduğu ve bu nedenle Kocaeli depremi sırasında jet grout kolonlarının çevrimsel kayma gerilme oranlarında bir azalmaya neden olarak sıvılaşma potansiyelini azaltmış olabileceği kanısına ulaşılmıştır.

## KAYNAKLAR

Puebla, H., Byrne, M., and Phillips, P,.(1997), "Analysis of Canlex Liquefaction Embankments Prototype and Centrifuge Models. " Canadian Geotechnical Journal, 34:641-657.

Beaty, M. ve Byrne, P. (1998) "An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics " III ASCE Geotechnical Special Publication No.75, 1:766-777.

Tsegaye, A., (2010) Plaxis liqueafaction model. report no. 1. PLAXIS knowledge base.

Rowe, P. W.,(1962) The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an as- sembly of particles in contact. Proc. R. Soc., 269A:500-527.

Beaty, M.H. and Byrne, P.M., (2011), UBCSAND constitutive model version 904aR, Itasca.

Martin, J.R., Mitchell, J.K., Olgun C.G., Durgunoglu, H.T., and Emrem, C. (2001). ''Performance of improved ground during the 1999 Turkey earthquakes.'' 2001 A Geo-Odyssey, ASCE Geotechnical Special Publication No. 113, ASCE, Reston, Va., 565–579.

Özsoy, B.,Durgunoğlu,T.,(2003), "Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modullü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması "Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003,İstanbul. Bildiri No: AT-004

Martin,J.R., Olgun, G.,Mitchell, J.K.,Durgunoğlu,H.T.,(2004), "High Modulus Columns for Liquefaction Mitigation'' Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE/ June2004.

Marka A.,(2013), Evaluation of the UBC3D-PLM Constituve Model For Prediction of Earthquake Induced Liqufaction on Embankment Dams.Msc. Graduation Thesis''Delf University of Technology,Plaxis, February 2013

*Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN Onuruna Geoteknikte Gelişmeler ve Deneyimler Sempozyumu*

# SEMPOZYUMDAN KARELER

2 Haziran 2014
Yıldız Teknik Üniveristesi

Başarılarla Dolu 45 Yıl

EMPOZYUMU
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

SEMPOZYUMU
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

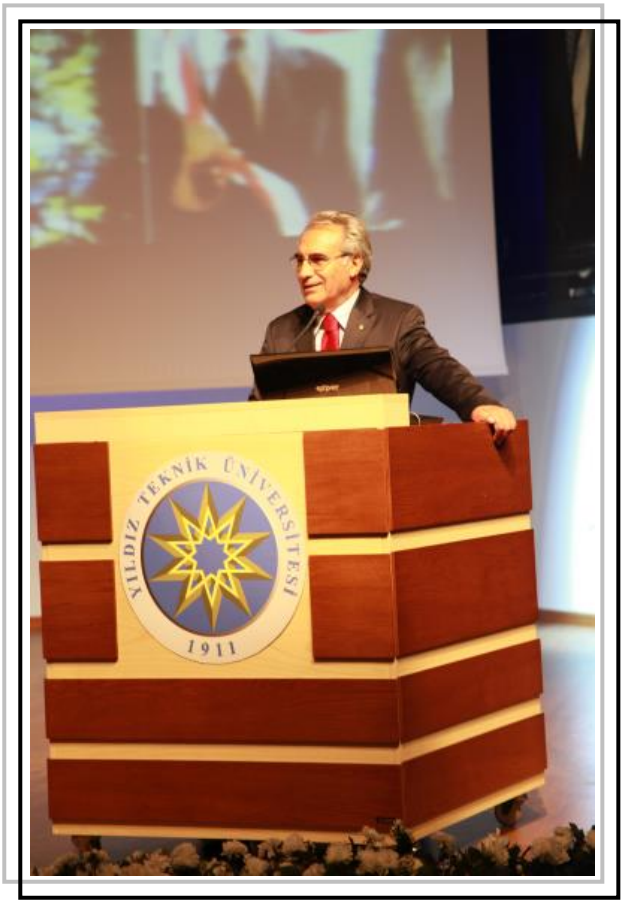
DENEYİMLER
SEMPOZYUMU
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

(Haziran 1997)
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911


YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
1911

OTEKNİKTE GELİŞMELER
ve
DENEYİMLER
SEMPOZYUMU

GEOTEKNİKTE GELİŞMELE
ve
DENEYİMLER
SEMPOZYUMU

DENEYİMLER
SEMPOZYUMU

PROF.DR.KUTAY ÖZAYDIN
ONURUNA
GEOTEKNİKTE GELİŞMELER
ve
DENEYİMLER
SEMPOZYUMU

GEOTEKNİKTE GELİŞMELER
ve
DENEYİMLER
SEMPOZYUMU
TEMELTAS

02/06/2014

# Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN

- 1947 yılında Konya'da doğdu.
- 1969 yılında Robert Koleji İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden mezun oldu.
- 1970 yılında İngiltere'de University of London-Queen Mary College'de yüksek lisansını tamamladı.
- 1974'de Northwestern University'den geoteknik alanında doktora derecesi aldı ve bir yıl ABD'de uzman mühendis olarak görev yaptı.
- 1975 yılında İTÜ'de akademik kariyerine başladı. 1979 yılında doçent kadrosuna atandı.
- 1980-1981 yıllarında ABD-Drexel University'de, 1983-1986'da ise Suudi Arabistan-University of Petroleum and Minerals'da öğretim üyesi olarak çalıştı.
- 1988 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi'ne profesör olarak atandı.
- 1988-1992 yılları arasında inşaat mühendisliği bölüm başkanlığı, 1992-1995 ve 1998-2001 dönemlerinde de inşaat fakültesi dekanlığı görevlerini üstlendi.
- Mart 2014'de emekli oldu.
- Üyelikler – TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, American Society of Civil Engineers (ASCE), Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi, Türkiye Deprem Vakfı